



TITLE:

曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱の力学的性質に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

渡辺, 史夫

CITATION:

渡辺, 史夫. 曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱の力学的性質に関する研究. 京都大学, 1985, 工学博士

ISSUE DATE:

1985-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r5556>

RIGHT:



曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱 の力学的性質に関する研究

昭和59年7月

渡 辺 史 夫

曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱 の力学的性質に関する研究

昭和59年7月

渡 辺 史 夫

第1章 序論	
1.1 研究の目的	1
1.2 研究の概要	3
1.3 発表論文	6
第2章 梁に対する既往のせん断耐力理論	
2.1 序論	12
2.2 梁機構とアーチ機構	12
2.3 せん断補強筋の無い梁に対する耐力理論	14
(i) Kaniの残存アーチ理論	14
(ii) Waltherのせん断圧縮理論	15
(iii) Morrow and Viestのせん断モーメント理論	19
2.4 せん断補強理論	23
(i) Ritter or Morschのトラスアナロジー	24
(ii) Leonhardtの修正トラス理論	25
(iii) Kaniのハンギングアーチ理論	28
2.5 第2章のまとめ	29
第3章 せん断ひびわれの発生と付着作用	
3.1 序論	32
3.2 せん断ひびわれの分類	33
(i) 曲げせん断ひびわれ (Bending Shear Crack)	33
(ii) 斜張力ひびわれ (Diagonal Tension Crack)	33
(iii) 付着割裂ひびわれ (Splitting Bond Crack)	33
(iv) 2次的斜張力ひびわれ (Secondary Diagonal Tension Crack)	34
3.3 せん断力伝達機構における付着作用	35
(i) 曲げ付着作用 (Flexural Bond)	35
(ii) 伝達付着作用 (Development Bond)	39
(iii) 定着付着作用 (Anchor Bond)	39
3.4 斜張力ひびわれの発生機構と斜張力ひびわれ耐力	40
(i) 曲げ付着作用による斜張力ひびわれの発生	40
(ii) 斜張力ひびわれ耐力算定式の誘導	45
(iii) 斜張力ひびわれ耐力の算定と既往の実験結果との比較	47

3.5	付着割裂ひびわれの発生機構	54
3.6	2 次的斜張力ひびわれの発生機構	56
3.7	第3章のまとめ	57
第4章 セン断補強筋の補強効果		
4.1	序論	60
4.2	模擬試験法による柱のセン断破壊実験	61
(i)	セン断補強効果のモデル化	61
(ii)	模擬セン断補強の方法	62
(iii)	供試体と試験方法	63
(iv)	最大耐力および荷重たわみ曲線	66
(v)	セン断補強筋によるセン断力伝達	74
4.3	セン断補強効果の定義	77
4.4	柱のセン断耐力算定式	81
4.5	第4章のまとめ	81
第5章 付着割裂セン断破壊に対するセン断補強筋の効果		
5.1	序論	84
5.2	柱の付着割裂セン断破壊実験	85
(i)	供試体と試験方法	85
(ii)	最大耐力および荷重たわみ曲線	89
(iii)	実測最大付着応力とセン断補強筋の効果	91
(iv)	セン断補強筋の挙動	93
5.3	異形鉄筋の割裂付着耐力に関する既往の研究	94
(i)	異形鉄筋の割り裂き作用	94
(ii)	割り裂き付着耐力に関する既往の実験式	96
5.4	有限要素法解析による付着割裂セン断破壊機構の解析	98
5.5	付着割裂セン断耐力の解析	101
(i)	解析モデルの設定	101
(ii)	解析に於ける基本仮定	102
(iii)	解析に於ける基本数値の計算	102
(iv)	変形の適合条件	108
(v)	数値計算手順	109
5.6	実験結果に対する解析の適用	112

5.7	第5章のまとめ	114
第6章 柱梁接合部からの主筋抜け出しの影響		
6.1	序論	117
6.2	主筋抜け出しをパラメータとした柱のせん断破壊実験	120
(i)	供試体および試験方法	120
(ii)	主筋抜け出し量およびひびわれ状況	122
(iii)	荷重変位関係	123
(iv)	柱頭および柱脚圧縮域コンクリートの応力状態	124
(v)	せん断補強筋の挙動	125
6.3	第6章のまとめ	126
第7章 鉄筋コンクリート柱のせん断耐力		
7.1	序論	128
7.2	耐力計算の方法と実験値との比較	130
7.3	第7章のまとめ	134
第8章 繰返しせん断力下でのRC柱のじん性確保		
8.1	序論	136
8.2	繰返しせん断力下でのぜい性破壊形式	137
(i)	せん断補強筋降伏形式	138
(ii)	付着割裂せん断破壊形式	140
8.3	高強度せん断補強筋の繰返し荷重下でのせん断補強効果	144
(i)	供試体と実験の方法	144
(ii)	履歴復元力特性	146
(iii)	せん断補強筋の挙動	148
(iv)	高強度せん断補強筋使用の有効性	154
8.4	繰返し応力下での付着割裂せん断破壊に対する検討	156
8.5	横補強筋によるコンクリート圧縮じん性の改善	158
(i)	横拘束係数の定義	159
(ii)	拘束コンクリートの応力ひずみ関係	161
(iii)	横補強筋の柱断面曲げじん性改善効果	165
8.6	第8章のまとめ	172

第9章 結論	175
参考文献	179
あとがき	186
付録（既往の実験結果一覧表）	187- 226

第1章 序論

1.1 研究の目的

1968年5月16日、十勝沖に震源を持つ大地震が発生し鉄筋コンクリート建物が多大の被害を受けた。殆どが柱の被害であり、柱頭もしくは柱脚部断面の曲げ破壊も幾つか認められたが比較的長さの短い柱のせん断破壊が大多数を占めた。¹⁾ 十勝沖地震以前に於ても地震水平力による柱のせん断破壊現象は幾つか観察されていたが、その数も少なく、構造物全体に致命的な損傷をあたえるものとしては認識されていなかった。十勝沖地震の被害により、軸力、曲げモーメントおよびせん断力を同時に受ける鉄筋コンクリート柱のせん断破壊現象がにわかに注目されるに至り、以後この複雑で数多くの要因を含む柱のせん断破壊現象を解明し、複合応力をうける鉄筋コンクリート柱に充分なじんせいを付与する為の実験的、解析的研究が、数多くの研究機関で実施されてきた。これらの研究成果を基礎として合理的なせん断設計手法を確立するために、建設省建築研究所の主導のもとで、²⁾ ‘新耐震設計法の確立’の一環としての鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究が実施された。

これは、種々の変数を含む多数の柱供試体の実験研究に基礎をおりており、統計的手法を利用して実験結果が処理され鉄筋コンクリート柱のぜいせい破壊を防止するための具体的方策が提案された。提案は主としてクリティカル断面の引張鉄筋が降伏して後の繰返し高応力下での履歴復元力特性の安定性、エネルギー吸収能力等鉄筋コンクリート柱の耐震性能を確保するうえで必要とされる柱の寸法、配筋に関してなされており、柱内部に生じるせん断抵抗機構の説明に関しては明解な理論展開がなされていない点に不満がある。言い換えると、単調荷重下でせん断破壊に至る鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する基本的研究の上にたって繰返し応力下での挙動が議論されるべきであったと言えよう。鉄筋コンクリート柱のせん断破壊現象に関する研究の歴史は比較的新しくその殆どが十勝沖地震以後に集中している。各々の研究は、主として柱供試体のせん断試験結果に基づいており、実験式もしくは単純化された耐力機構モデルが提案されているが、内部せん断機構と結びついた満足出来るせん断理論は見出せない。一方欧米諸国に於ては、数多くの理論が公表されてきたが、その多くは梁に関するものであり、比較的せん断スパン有効高さ比 a/d (せん断スパンに対する断面有効高さの比) が大きくかつウェブの薄い梁を主として取り扱っている為に一様斜め圧縮応力場の仮定に基づくトラスアナロジーの適用にそれほど大きな矛盾は無い。図1.1左側にT形断面梁のウェブに生じた斜めせん断ひびわれとそれに沿って生じる一様斜め圧縮応力場を模式的に示した。

それに対して同図右側に示した様に本研究で扱う鉄筋コンクリート柱では、断面形状が正方形もしくはそれに近い長方形でありウェブに一樣斜めひびわれが発生しない。このことは、せん断スパン有効高さ比が比較的小さいことと相まって一樣斜め圧縮応力場の仮定に基づくトラスアナロジーの使用が適切でないことを示している。

以上のような研究現況をふまえて、著者は鉄筋コンクリート柱のせん断破壊現象を現実の物理現象とそれほど掛け離れていない仮定およびモデルを用いて系統的に説明することを試みた。鉄筋コンクリート柱がせん断破壊に至る過程には、4つの限界点がある。第一限界点は、曲げひびわれの発生であり、この発生が無いと鉄筋コンクリート柱は腹部に於ける斜張力ひびわれの発生によって破壊形式が決定されるがこのような事は稀である。第2限界点は曲げひびわれの発生に続く斜張力ひびわれの発生であり、もしせん断補強筋が無ければ直ちに急激なせん断破壊を生じる場合が多い。せん断補強筋が効果を発揮したすのもこの限界点以後である。第3限界点はせん断補強筋の降伏であり、以後せん断ひびわれ幅の増大が著しく耐力上昇もそれほど大きくない。第4限界点は最大耐力点である。第3限界点から第4限界点への耐力上昇は、軸力レベル、主筋量および主筋の付着挙動等に影響を受ける為、必ずしも期待出来るものではない。またせん断補強筋が第2限界点以後の荷重増大に有効である為には、主筋とコンクリートとの間での付着力の伝達が保証されなければならない。なぜならば、せん断補強筋張力は、主筋表面に発生する付着力と協同する事により外力せん断に抵抗しうる仮想内部トラス機構を形成するからである。

本研究は、上で述べた鉄筋コンクリートがせん断破壊に至る過程に於て、第2限界点として定義さ

れた斜張力ひびわれの発生を内部のせん断抵抗機構に基づいて説明し、物理的に意味のある斜張力ひびわれ耐力算定式を誘導し、次に実験より得られた第2限界点以後の耐力上昇とせん断

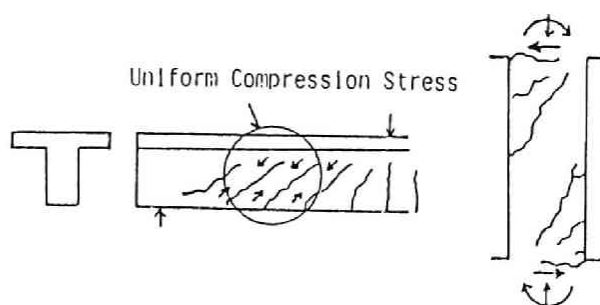


図1.1 T型断面梁と柱におけるせん断ひびわれ形態の違い

補強筋の張力増加との関係よりせん断補強筋の降伏で定義された第3限界点を与えるせん断補強効果算定式を決定し、これらの算定式に基づいて、合理的な鉄筋コンクリート柱のせん断設計手法を確立することを目的としている。ただし、この設計手法には、第2限界点より第3限界点に至る過程で主筋の伝達付着作用が失われて柱が耐力を失う付着割裂せん断破壊に対するチェックが含まれていなければならない、本論文に於ても、付着割裂せん断破壊実験を行い耐力解析の手法を示した。

一方繰り返しせん断力をうける柱に関しては、斜張力ひびわれを弾性的に横拘束しうる高強度せん断補強筋の使用がせいぜいのせん断破壊を防止するうえで極めて有効であるという基本的な考えに基づいて、高強度せん断補強筋の利用性に関して調査し、その有用性が実験により確かめられた。

1. 2 研究の概要

鉄筋コンクリート柱のせん断破壊現象は、大きくわけて2つに分類される。この分類は、前節で述べたせん断スパン有効高さ比に関係しており、この値が大略1.5以下の場合と以上の場合で全く異なった破壊様相を示す。図1.2 (a) および (b) は、これを模式的に示したもので、前者は、柱頭および柱脚部断面コンクリート圧縮域間を直接連結する1本の斜張力ひびわれの発生がせん断破壊の原因となるのに対して、後者においては柱頭および柱脚部に独立に斜張力ひびわれが発生し曲げ圧縮域コンクリートの破壊により柱がせん断破壊に至る。もちろん、この限界せん断スパン有効高さ比は必ずしも1.5ではなく、種々の外的、内的要因により左右されるものであるが、このように、全

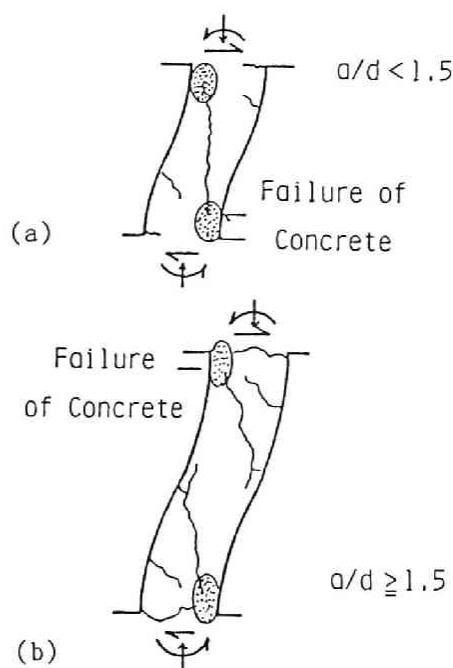


図1. 2 鉄筋コンクリート柱のせん断破壊形式の大分類

く異なった2つの破壊形式を同一の理論で扱うことは困難である。よって本研究では、これらを別個に取扱ひ、後者のせん断破壊を主として研究の対象とした。次に、第2章以下の各章の概要を述べる。

第2章においては、鉄筋コンクリート梁のせん断抵抗機構における、梁作用とアーチ作用について概説した。さらに、既往の鉄筋コンクリート梁に対する幾つかの代表的せん断理論を紹介しこれらの理論の問題点について言及した。

先ず最初に、せん断補強筋の無い梁に対する耐力理論として、Walther 理論、Kani 理論および Morrow and Viest 理論を取りあげた。これら理論は、すべてクリティカル断面における圧縮域コンクリートの破壊を耐力算定の条件としている点では同じであるが、Walther 理論のみが、圧縮域コンクリートに直応力とせん断応力が同時に作用する複合応力下でのコンクリートの破壊条件を適用しており注目される。

次に、せん断補強筋の役割について考察し、Ritter or Morsch のトラスアナロジー、Kani のハンギングアーチ理論および Leonhardt の修正トラス理論の3つの代表的せん断補強理論について考察を加えた。さらに、これら既往の諸理論における問題点について論じ本研究の位置づけを行った。

第3章においては、まずせん断ひびわれを部材のせん断抵抗機構に基づいて、曲げせん断ひびわれ、斜張力ひびわれ、付着割裂ひびわれおよび2次的斜張力ひびわれの4つに分類した。つぎにこれらのせん断ひびわれの発生原因となる主筋とコンクリートの間に生じる付着作用を取り上げ、曲げ付着作用、伝達付着作用および定着付着作用に分類し、曲げ付着作用については、軸力の存在する柱材に対しても適用出来る曲げ付着応力算定式を誘導した。誘導した曲げ付着応力算定式と、Kani により提唱された Tooth 理論を結び付けることにより、曲げせん断ひびわれおよび斜張力ひびわれ耐力算定式を得た。最後に、付着割裂ひびわれおよび2次的斜張力ひびわれの発生機構について考察を加えた。

第4章においては、斜張力ひびわれの発生以後におけるせん断補強筋の補強効果を明らかにする為の、実験手法として模擬せん断補強方法を考案しこの方法を用いて、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊実験を行った。実験の結果に基づいて、せん断補強筋の補強効果をその引張降伏時点で頭打ちとし、その降伏強度 wfy が $3000 \sim 12000 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲に適用出来る補強効果式を得た。さらに、得られた補強効果式に第3章で誘導した斜張力ひびわれ耐力算定式を加え合わす事により、鉄筋

コンクリート柱のせん断耐力算定式を定義した。

第5章では、斜張力ひびわれの発生以後せん断補強筋が降伏する以前に、主筋の割裂作用により被りコンクリートが剝離し伝達付着作用が失われて破壊に至る、付着割裂せん断破壊について論じた。鉄筋コンクリート柱の付着割裂せん断破壊実験を行い、その結果に基づいて耐力解析モデルを提案し主筋の付着弛緩と斜張力ひびわれの発生により形成される扇形圧縮応力場およびコンクリートの圧縮限界ひずみに基づく付着割裂せん断耐力算定法を提示した。

第6章においては、従来見過ごされてきた柱-梁接合部からの主筋抜け出しが鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に及ぼす影響を明らかにする為に、主筋抜け出し量を人為的にコントロールした鉄筋コンクリート柱供試体のせん断力加力試験を行った。

実験の結果より、主筋抜け出しが斜張力ひびわれの発生に影響を及ぼすこと、柱頭および柱脚部の圧縮域コンクリートが、局所断面における回転角ひずみの増大により圧縮破壊する可能性のあることが示された。

第7章においては、第3章から第6章までの各章で得られた諸知見を総括し、鉄筋コンクリート柱のせん断耐力を算定する手法を示した。第3章、第4章および第5章で得られた、斜張力ひびわれ発生荷重算定式、せん断耐力算定式および付着割裂せん断耐力算定法に基づいて、鉄筋コンクリート柱の静的単調荷重下での破壊を、せん断補強筋降伏形式と付着割裂形式にわけ、既往の実験結果と比較したところ極めて良い適合性が得られた。

第8章においては、繰り返し高応力を受ける鉄筋コンクリート柱の2つのぜい性的な破壊形式、すなわちせん断補強筋の降伏および主筋の付着割裂せん断破壊を実験的に示した。また、これらの破壊のうち前者は高強度せん断補強筋の使用により充分防止しうることを、後者を防止する為には合理的な付着検定法を確立するのが唯一の手段であることを述べた。一方、せん断補強筋の効果としてクリティカル断面に於けるコンクリートに対する横拘束効果があり、コンクリートの圧縮じんせいを著しく向上させる。特に繰り返し載荷に於ては、コンクリートのじん性改善と同時に、主筋の座屈を阻止し、柱のぜい性破壊防止効果は著しい。本章の最後の部分に於ては、このせん断補強筋の横拘束効果を取り上げ、柱のじん性改善の上での有効性について実験結果に基づいて論じた。

なお、本論文の最後に、引用した鉄筋コンクリート梁および柱のせん断破壊実験結果 381例に関する諸値を一覧表として添付した。また、本論文における諸式は特別の指示がない限り Metric 単位 (kgf. cm)を用いており、諸外国の異なった単位で原式が表現されているものも単位変換が行われている。

1. 3 発表論文

第 3 章

1. 六車照, 渡辺史夫, 他 2 名, “鉄筋コンクリート柱の曲げ付着作用とせん断ひびわれの発生”, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系, 昭和 57 年 6 月, pp. 53~56
2. 六車照, 渡辺史夫, 他 2 名, “鉄筋コンクリート柱のせん断ひびわれ荷重推定の 1 方法”, 第 4 回日本コンクリート工学協会年次講演会論文集, 1982, pp. 233~236
3. 渡辺史夫, “鉄筋コンクリートのせん断性状と付着”, RC 構造のせん断問題に関する解析的研究に関するコロキウム論文集, June, 1982, pp. 123~134
4. F. Watanabe, “Bond and Shear in Reinforced Concrete”, Proceedings of JCI Colloquium on Shear Analysis of RC Structures”, June, 1982, pp. 93~110
5. 六車照, 渡辺史夫, 他 2 名, “鉄筋コンクリート柱の曲げ付着作用とせん断ひびわれの発生”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和 57 年 10 月, pp. 1259~1260
6. 六車照, 渡辺史夫, “鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究—その 1: せん断ひびわれの発生とせん断補強筋の補強効果”, 日本建築学会論文報告集, 第 332 号, 昭和 58 年 10 月, pp. 57~65

第 4 章

7. 六車照, 渡辺史夫, 他 2 名, “新載荷法による鉄筋コンクリート柱のせん断実験”, セメント技術年報 34 巻, 1980, pp. 421~424
8. H. Muguruma and F. Watanabe et al., “New Simulation Test Method on Shear Mechanisms of Reinforced Concrete Column”, CAJ Review of The 34th General Meeting, Technical Session, 1980, pp. 224~226
9. 六車照, 渡辺史夫, 他 2 名, “新載荷法による鉄筋コンクリート柱のせん断実験”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和 55 年 9 月, pp. 1709~1710

10. H. Muguruma and F. Watanabe et al., "New Simulation Test Method on Shear Mechanisms and Several Results on the Effect of Web Reinforcement", Transactions of Japan Concrete Institute, Vol. 2, 1980, pp. 241~246
11. 渡辺史夫, 河野恭平, 他2名, "鉄筋コンクリート柱におけるせん断補強原理に関する研究", セメント技術年報35巻, 1981, pp. 416~419
12. F. Watanabe and K. Kohno et al., "Study on the Reinforcing Efficiency of Web Reinforcement in Reinforced Concrete Column", CAJ Review of The 35th General Meeting, Technical Session, 1981, pp. 213~215
13. 六車熙, 渡辺史夫, 他4名, "鉄筋コンクリート柱におけるせん断補強筋の補強効果に関する研究", 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系, 昭和56年6月 pp. 217~220
14. 六車熙, 渡辺史夫, 他2名, "鉄筋コンクリート柱におけるせん断補強筋の補強効果に関する研究", 第3回日本コンクリート工学協会年次講演会論文集, 1981, pp. 441~444
15. 六車熙, 渡辺史夫, 他2名, "鉄筋コンクリート柱におけるせん断補強筋の補強効果に関する研究—その1: 実験目的, 方法および結果, その2: せん断抵抗機構に関する考察および結論", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和56年9月 pp. 1309~1312
16. 六車熙, 渡辺史夫, "鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究—その1: せん断ひびわれの発生とせん断補強筋の補強効果", 日本建築学会論文報告集, 第332号, 昭和58年10月, pp. 57~65 Y

第5章

17. 渡辺史夫, "鉄筋コンクリートのせん断性状と付着", RC構造のせん断問題に関する解析的研究に関するコロキウム論文集, June, 1982, pp. 123~134
18. F. Watanabe, "Bond and Shear in Reinforced Concrete", Proceedings of JCI Colloquium on Shear Analysis of RC Structures, June, 1982, pp. 93~110
19. 六車熙, 渡辺史夫, "鉄筋コンクリート柱の付着割裂せん断破壊に関する研究", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和57年10月, pp. 1335~1336
20. 渡辺史夫, "RC柱の付着割裂せん断破壊機構と耐力の解析", 第2回RC構造のせん断問題に関する解析的研究に関するコロキウム論文集, Oct., 1983, pp. 61~68

21. 六車熙, 渡辺史夫, “鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究—その2. 付着割裂破壊におけるせん断補強筋の効果”, 日本建築学会論文報告集, 第341号, 昭和59年7月, pp. 11~18

第6章

22. 六車熙, 富永恵, 渡辺史夫, 田中仁史, “繰り返し水平力を受ける2層鉄筋コンクリートラーメン要素の復元力—変形機構に関する実験的研究”, セメント技術年報28巻, 1974, pp. 395~400
23. H. Muguruma, T. Tominaga, F. Watanabe and H. Tanaka. “An Experimental Study on Reinforced Concrete Frames Subjected to Repeated Reversed Lateral Load”. CAJ Review of The 28th General Meeting, Technical Session, 1974, pp. 238~241
24. 六車熙, 富永恵, 渡辺史夫, 田中仁史, “繰り返し水平力を受けるRCラーメン中の接合部と柱のひずみと変形実測結果について”, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系, 昭和49年6月, pp. 61~64
25. 六車熙, 富永恵, 渡辺史夫, 田中仁史, “繰り返し水平力を受ける2層鉄筋コンクリートラーメン要素の復元力—変形機構に関する実験的研究—その1: 実験計画およびその方法, その2: 実験結果とその考察”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和49年10月, pp. 1163~1166
26. 六車熙, 富永恵, 渡辺史夫, 田中仁史, “繰り返し水平力を受ける2層鉄筋コンクリートラーメン要素の復元力—変形機構に関する実験的研究—その2: $a/D = 1.0$ の場合”, セメント技術年報29巻, 1975, pp. 386~391
27. H. Muguruma, T. Tominaga, F. Watanabe and H. Tanaka. “An Experimental Study on Reinforced Concrete Frames Subjected to Repeated Reversed Lateral Load”. CAJ Review of The 29th General Meeting, Technical Session, 1975, pp. 227~231
28. 六車熙, 富永恵, 渡辺史夫, 田中仁史, “繰り返し水平力を受ける2層鉄筋コンクリートラーメン要素の復元力—変形機構に関する実験的研究—その3: 柱の $a/D = 1.0$ の場合, 実験計画およびひびわれ発生状況に基づく応力伝達機構の概念, その4: 実験結果およびその考察”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和50年10月, pp. 1135~1138
29. 六車熙, 渡辺史夫, 他2名, “鉄筋コンクリート柱のせん断力伝達に関する実験研究”, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系, 昭和53年5月, pp.

30. 六車熙, 渡辺史夫, 他2名, “鉄筋コンクリート柱のせん断力伝達に関する実験研究”, セメント技術年報32巻, 1978, pp. 440~443
31. H. Muguruma and F. Watanabe et al., “Experimental Study on Shear Mechanisms of Reinforced Concrete Columns”, CAJ Review of The 32th General Meeting, Technical Session, 1978, pp. 224~226
32. 六車熙, 渡辺史夫, “鉄筋コンクリート柱のせん断力伝達に関する実験的研究”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和53年9月, pp. 1733~1734

第8章

33. 六車熙, 渡辺史夫, 他2名, “鉄筋コンクリート柱のせん断力伝達に関する研究—繰り返しせん断力を受ける場合—”, セメント技術年報33巻, 1979, pp. 533~536
34. H. Muguruma and F. Watanabe et al., “Experimental Study on Shear Mechanisms of Reinforced Concrete Columns Subjected to Cyclic High Over Load”, CAJ Review of The 33rd General Meeting, Technical Session, 1979, pp. 296~298
35. 六車熙, 渡辺史夫, 他2名, “鉄筋コンクリート柱のせん断力伝達機構に及ぼす帯筋降伏強度の影響について”, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系, 昭和54年6月, pp. 45~48
36. 六車熙, 渡辺史夫, 他2名, “鉄筋コンクリート柱のせん断力伝達機構に及ぼす帯筋降伏強度の影響について”, 第1回日本コンクリート工学協会年次講演会論文集, 1979, pp. 333~336
37. 六車熙, 渡辺史夫, 他2名, “鉄筋コンクリート柱のせん断力伝達機構に関する研究—繰り返し載荷の場合—”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和54年9月, pp. 1237~1238
38. 六車熙, 渡辺史夫, 他2名, “鉄筋コンクリート柱のせん断力伝達機構に及ぼす帯筋降伏強度の影響について”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和54年9月, pp. 1239~1240
39. H. Muguruma and F. Watanabe et al., “Study on the Usability of High Yield Strength Steels as The Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Column”, Proceedings of The Twenty Third Japan Congress on Materials Research, Kyoto, 1980, pp. 149~153

40. F. Watanabe. "Complete Stress Strain Curve for Concrete in Concentric Compression". Proceedings of The International Congress on Mechanical Behaviors of Materials. Vol. 4. Kyoto. 1972. pp. 153~161
41. H. Muguruma and F. Watanabe et al.. "Effect of Confinement by High Yield Strength Hoop Reinforcement upon The Compressive Ductility of Concrete". Proceedings of The Twenty Second Japan Congress on Materials Research. Kyoto. 1979. pp. 377~382
42. 六車熙, 渡辺史夫, 他2名, "横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化", セメント技術年報34巻, 1980, pp. 429~432
43. H. Muguruma and F. Watanabe et al.. "Idealization of The Stress Strain Curve of Laterally Confined Concrete". CAJ Review of The 34th General Meeting. Technical Session. 1980. pp. 229~231
44. 六車熙, 渡辺史夫, 他3名, "横拘束コンクリートによる曲げ部材のじん性改善に関する研究—その1: 応力ひずみ曲線のモデル化", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和55年9月, pp. 221~224
45. 六車熙, 渡辺史夫, 他2名, "スパイラルフープを用いた横拘束コンクリートによる鉄筋コンクリート柱の曲げじん性改善に関する研究", 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系, 昭和56年6月, pp. 221~224
46. 六車熙, 渡辺史夫, 他2名, "鉄筋コンクリート柱の曲げじん性に及ぼす高強度フープの効果について", セメント技術年報35巻, 1981, pp. 424~427
47. H. Muguruma and F. Watanabe et al.. "Improving Flexural Ductility of Reinforced Concrete Column by Lateral Confinement with High Yield Strength Hoop Reinforcement". CAJ Review of The 35th General Meeting. Technical Session. 1981. pp. 217~219
48. 六車熙, 渡辺史夫, 他2名, "高強度フープを用いた横拘束コンクリートによる鉄筋コンクリート柱の曲げじん性改善に関する研究", 第3回日本コンクリート工学協会年次講演会論文集, 1981, pp. 437~440
49. 六車熙, 渡辺史夫, 他2名, "スパイラルフープを用いた横拘束コンクリートによる鉄筋コンクリート柱の曲げじん性改善に関する研究", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和56年9月, pp. 1329~1330
50. 六車熙, 渡辺史夫, 他3名, "横拘束によるプレストレストコンクリート梁の曲げじん性改善に関する研究", 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系,

昭和55年6月, pp. 77~80

31. F. Watanabe and H. Muguruma et al., "Improving the Flexural Ductility of Prestressed Concrete Beam by Using the High Strength Lateral Hoop Reinforcement", Proceedings of FIP Symposium on Partial Prestressing, Bucharest, Romania, Sept., 1980, pp. 398~406

第2章 梁に対する既往のせん断耐力理論

2.1 序論

鉄筋コンクリート梁のせん断抵抗機構は、現在に至るまで数多くの研究者によって研究されてきており、その本質が明らかにされつつある。³⁾ 柱のせん断抵抗機構も、軸力の存在を除けば、梁のそれと本質的に変わりはない。よって、本章においては、主として梁の既往のせん断理論について考察を加えた。

はじめに、せん断抵抗機構を理解するうえで重要な、梁機構とアーチ機構について述べる。曲げモーメントとせん断力を同時に受ける梁部材において、曲げひびわれのみが存在している状態では、せん断力はコンクリートに生じるせん断応力によって負担されており、このせん断抵抗機構を、梁機構とよぶ。せん断力が増大すると斜張力ひびわれが発生し、梁機構が失なわれ、以後は支点と載荷点を結ぶ傾斜したコンクリート圧縮合力がせん断力を支える。この機構をアーチ機構とよぶ。

次に、せん断補強筋のない梁のせん断耐力理論として、Kani, Walther および Morrow and Viest の各理論について考察を加える。これらの理論は、すべて斜張力ひびわれの発生によりクリティカル断面におけるコンクリート圧縮域の曲げ圧縮力に対する抵抗が減じられるのとしており、その原因として Kani および Morrow and Viest はコンクリート圧縮域面積の減少を、Walther は、せん断応力の存在を考えている。また、これらの理論は斜張力ひびわれ発生以後のアーチ機構耐力を扱ったものである。

一方、せん断補強筋の存在する場合には、せん断補強筋の効果は斜張力ひびわれの発生以後に発揮される。その効果は従来よりトラス機構として把握されてきており、トラス機構に基ずいたせん断補強筋理論である Ritter and Morsh のトラスアナロジーおよび Leonhardt の修正トラス理論について論じた。さらに独創的なものとして梁内部に仮定された無数のアーチ（圧縮主応力線図に沿って生じるものと仮定）の足元を釣り上げるものとしてせん断補強筋を考えた Kani のハンギングアーチ理論をとりあげて考察を加えた。

2.2 梁機構とアーチ機構

曲げモーメントとせん断力を同時に受ける梁のせん断抵抗機構を、Park 等は梁作用とアーチ作用に分けて説明した。⁴⁾ もちろん、これらの作用は2つの極端な理想状態に対応するものであり、実際の部材内においては両作用が複合して生じている。梁作用とは、図2.1(a)に示す様にせん断スパン全長にわたって合力中心距離が

一定（コンクリートの引張抵抗を無視しせん断スパン全長にわたって無数の曲げひびわれが発生した状態）で、鉄筋張力もしくはコンクリート圧縮合力がモーメントの大きさに比例して部材軸方向に変化する内力状態を指す。

せん断力は、断面せん断応力によって負担されこれは引張鉄筋の張力変化に伴う付着応力と釣り合う。図2.2に示した相隣り合う曲げひびわれ（間隔 dx ）により形成されたフリーボディの釣り合いより鉄筋の局所付着応力 τ_b は周知の下式で与えられる。

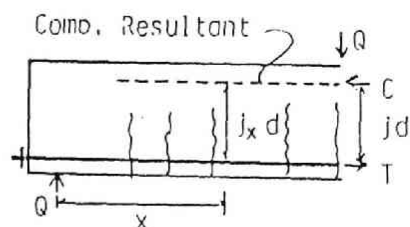
$$\tau_b = \frac{Q}{\Sigma \psi \cdot j \cdot d} \quad (2.1)$$

Q : 外力せん断力 $\Sigma \psi$: 鉄筋周長和
 j : 合力中心距離比 d : 断面有効成

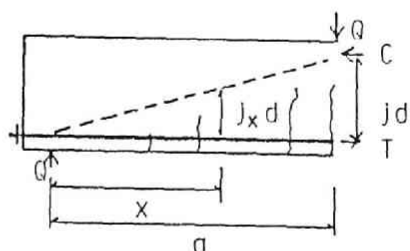
また、中立軸位置でのコンクリートせん断応力を τ_c とすると、中立軸位置以下の部分の軸方向の釣り合いより $\tau_c b dx = \tau_b \Sigma \psi dx$ となり(2.2)式が得られる。

$$\tau_c = \frac{Q}{b \cdot j \cdot d} \quad (2.2) \quad b: \text{断面幅}$$

すなわち、はり作用が形成され維持されるためには、(2.1)式および(2.2)式で与えられた τ_b および τ_c が相隣り合う曲げひびわれ間に形成されたコンクリート片持ばりにより保持されねばならない。何らかの理由で τ_b もしくは τ_c が保持出来なくなると、モーメントの変化に比例した鉄筋張力の変化が実現されず、せん断スパン全長にわたって鉄筋張力が一定となる。この場合には、図2.1(b)に示すように合力中心距離がモーメントの大きさに比例して変化し、せん断力は傾斜した圧縮合力の垂直分力により負担される。この抵抗機構をアーチ機構とよぶ。このはり機構からアーチ機構への遷移は、 τ_c による斜張力ひびわれの発生もしくは τ_b



(a) Beam Action $j_x d = j d$



(b) Arch Action $j_x d = j d \frac{x}{d}$

図2.1 梁作用とアーチ作用

による鉄筋の付着破壊により起きる。

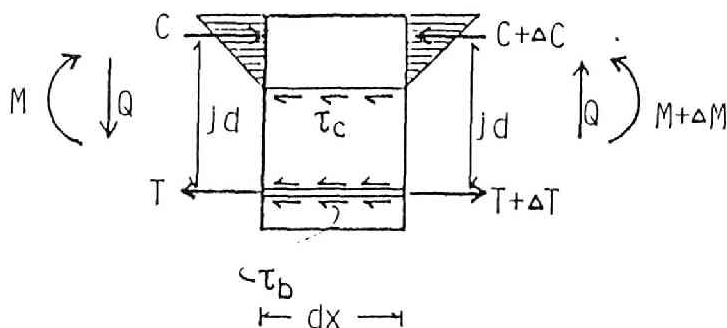


図 2. 2 梁作用のもとでのせん断力とコンクリートせん断応力
および主筋付着応力

2. 3 セン断補強筋の無い梁に対する耐力理論

本研究で扱うような、柱頭および柱脚部に独立した、斜張力ひびわれの生じる柱に対して適用される諸理論は、破壊限界状態が曲げ圧縮域コンクリートの破壊により与えられている。これら理論は、せん断力の影響をコンクリートのみかけの圧縮強度低下に結び付けるものと、曲げ圧縮域面積の減少、圧縮縁ひずみの増大に結び付けるものがある。ここでは、それらの代表的なものについて言及するが、Walther 理論は前者に、Kani 理論および Morrow and Viest の理論は後者に属する。また、これらの理論は、その出発点が斜張力ひびわれが発生した後の、アーチ作用が卓越した状態にある。よって、斜張力ひびわれ耐力を的確に把握しなければ、これら理論を適用することができない。以下に各理論の概要を述べる。

5)

(i) Kani の残存アーチ理論

この理論は、弾性体長方形断面はり⁶⁾がせん断力と曲げモーメントを同時に受ける時の圧縮および引張主応力の流れに示唆を得たもので、図 2. 3 に弾性梁に於る主応力の流れおよびそれに基ついた解析モデルを示した。弾性

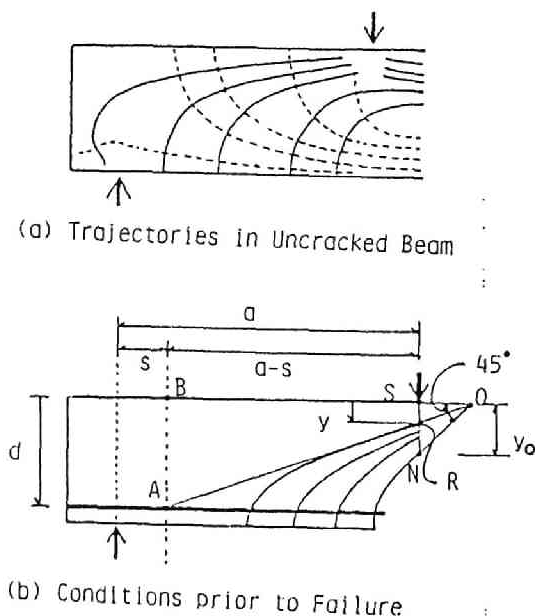


図 2. 3 Kani の残存アーチ理論

梁では、圧縮主応力線図に沿って引張ひびわれが発生するはずであるが、それを鉄筋コンクリート梁の実状に則して修正し、図 2. 3 (b) のような漸進破壊モデルが考案された。すなわち、外力せん断力の増加に伴って引張主筋の付着作用によって、アーチ状コンクリート部分が捲りとられ、最初 y_0 であったコンクリート有効圧縮域深さ（純曲げ状態での中立軸深さと仮定されている）が徐々に減少し y に達し、この部分のコンクリートが圧壊することにより最終的な梁の破壊が生じる。図中 N 点は、曲げ破壊に対する中立軸位置であり、次々と捲りとられるアーチ状コンクリートの先端部は、O 点に向うものと仮定されている。最終的に捲りとられるコンクリートアーチにより形成される三角形 ABO と三角形 RSO の相似条件より (2. 3) 式が得られる。ここで、 $\angle SON = 45^\circ$ と仮定することにより、 $\overline{SO} = y_0$ となる。

$$\frac{y}{y_0} = \frac{d}{a - s + y_0} \cong \frac{d}{a} \quad (\because y_0 \cong s) \quad (2. 3)$$

一方、クリティカル断面に対する曲げ破壊モーメントと、同断面に対するせん断破壊モーメントを各々、 M_{FL} および M_{CR} と表すと、断面内における応力中心距離が両者に対して同じと仮定することにより、 $M_{CR} / M_{FL} = y / y_0$ となる。(2. 3) 式を用いて $M_{CR} = M_{FL} (d / a)$ が得られるが、この式は、曲げ破壊モーメントにせん断スパン有効高さ比の逆数を乗ずることによりせん断破壊モーメントが求まることを示しており、せん断破壊に影響するのは部材のプロポーションを表すせん断スパン有効高さ比のみである。最終的に Kani は荷重載荷点において生じる梁軸と直交方向の直応力 σ_y の影響を考慮してせん断破壊モーメントを与える式として、下式を示した。

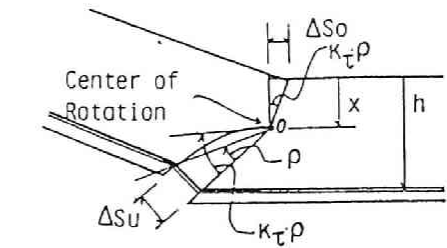
$$M_{CR} = \frac{M_{FL}}{0.9} (d / a) \quad (2. 4)$$

(ii) Walther のせん断圧縮理論⁸⁾

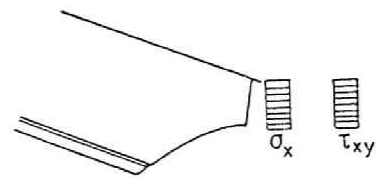
この理論は、梁のクリティカル断面における圧縮域コンクリートの複合応力（直応力とせん断応力）下での破壊と、せん断ひびわれ面のわん曲による圧縮縁ひずみの増大に解析の基礎をおいており、剛体回転で表した変形の適合条件を用いて解を得ている。図 2. 4 に解析において仮定された変形の適合条件とクリティカル断面におい

て仮定されたコンクリートの応力分布を示した。直応力 σ_x およびせん断応力 τ_{xy} とともに等分布と仮定されている。

また、同図 (a) に示したように、剛体回転によって引き起こされる集中変位に対して変形の適合条件が与えられており O 点が剛体回転の中心である。圧縮縁集中変位を ΔS_o 、引張鉄筋位置での集中変位を ΔS_u とすると、(2.5) 式が成立する。ここで、 k_T はせん断ひびわれ面がせん断力の存在によってわん曲して圧縮域コンクリートのひずみを増大させる現象を表す増大率で、せん断補強筋の無い梁に対して (2.6) 式で与えられている。



(a) Assumption of Rigid Rotation



(b) Constant Stress Distributions

図 2. 4 Walther の理論

$$\frac{\Delta S_o}{\Delta S_u} = \frac{x}{h-x} \cdot k_T \cdot \sin \alpha \quad (2.5)$$

x : 中立軸深さ

h : 引張鉄筋有効高さ

α : ひびわれ角度

$$k_T = \frac{\tau_{ou} - \tau_{o,riss}}{\tau_{o,riss}} + 1 \quad (2.6)$$

$$\tau_{o,riss} = 0.7 \cdot \sqrt{\beta_p} \quad (2.7)$$

τ_{ou} : 破壊時公称せん断応力 β_p : シリンダー圧縮強度

$\tau_{o,riss}$: 斜めひびわれがウェブ中央に達した時の公称せん断応力

一方、図 (2.4) に示したような、直応力 σ_x とせん断応力 τ_{xy} の組み合わせに対して複合応力下でのモールの破壊条件を適用し最終的に下に示すところの見掛け上のコンクリート圧縮強度を得ている。

$$\beta_{p\tau} = \Psi \cdot \beta_p \quad (2.8)$$

$$\Psi = \frac{1}{1 + 3.2 (Q \cdot h / M)^2} \quad M / Qh \geq 3.0$$

$$\Psi = \frac{3}{1 + 3.2 (Q \cdot h / M)^2} \quad M / Qh \leq 1.5 \quad (2.9)$$

$\beta_{p\tau}$: 破壊時の平均直応力 Ψ : 圧縮強度低減係数 M : クリティカル断面モーメント

M / Qh の小さい場合に Ψ の値を大きくしたのは載荷点近傍に生じる梁軸と直角方向の応力 σ_y の影響を考慮した為である。 $1.5 < M / Qh < 3.0$ の間は滑らかな曲線により補間する。 (2.5) 式中における集中変位 ΔS_o および ΔS_u は、コンクリート圧縮縁ひずみ ϵ_b および引張鉄筋ひずみ ϵ_e によって下式のごとくに表される。

$$\Delta S_o = \epsilon_b \cdot h \sqrt{k_x} \quad (2.10) \quad \epsilon_b = 0.003 (\beta_{p\tau} / \beta_p)^2, \quad k_x = x/h$$

$$\Delta S_u = \epsilon_e \frac{h-x}{\sin \alpha} k_b \frac{1}{\Psi^2} \quad (2.11) \quad k_b = \left[0.9 + 0.3 \frac{\mu (\%) }{\beta_p (\text{kgf/mm}^2)} \right] \kappa \sqrt{\frac{\phi}{\phi_o}}$$

μ : 引張鉄筋比 κ : 鉄筋表面形状係数 (異形 1.0, 丸鋼 1.5) ϕ : 引張鉄筋径 ϕ_o : 基準引張鉄筋径 (2.6 cm) ϵ_e : 引張鉄筋ひずみ

(2.5) 式 ~ (2.11) 式を使って梁のせん断破壊耐力を得る手法は以下の通りである。まず始めに計算に必要な諸値を求めておく。与えられた梁の寸法および外力条件より M / Qh の値を求める。単純梁の場合にはせん断スパン有効高さ比に等しくなる。得られた M / Qh の値を用いて (2.9) 式および (2.8) 式より圧縮強度低下係数 Ψ および低減された見掛け上のコンクリート圧縮強度 $\beta_{p\tau}$ が得られる。 $\beta_{p\tau}$ が得られると、破壊時圧縮縁ひずみが求まる。以上で計算に必要な諸値が得られた。(2.10) 式に ϵ_b を代入すると、

$$\Delta S_o = 0.003 \cdot (\beta_{p\tau} / \beta_p)^2 \cdot h \sqrt{k_x} = 0.003 \Psi^2 \cdot h \sqrt{k_x} \quad (2.12)$$

となる。(2.5)式に(2.12)および(2.11)式を代入し整理すると下式が得られ、以後変形の適合条件となる。

$$\frac{0.003}{\varepsilon_e} = k_b \frac{k \cdot k_x}{\psi^4} \quad (2.13)$$

一方、軸方向内力の釣り合い条件より、

$$\beta_{p\tau} \cdot b \cdot h \cdot k_x = F_e \cdot \varepsilon_e \cdot E_e \quad (2.14)$$

F_e : 引張鉄筋断面積 E_e : 引張鉄筋弾性係数

が得られる。(2.13)および(2.14)式を用いて引張鉄筋ひずみ ε_e を消去すれば中立軸位置(剛体回転の中心)を与える k_x は(2.15)式によって求める事が出来る。

$$k_x^{3/2} = \frac{F_e \cdot 0.003}{b \cdot h \cdot k_b \cdot k_\tau} \cdot \frac{\psi^4}{\beta_{p\tau}} \cdot E_e = \mu \frac{0.003}{k_b \cdot k_\tau} \cdot \frac{\psi^3}{\beta_p} \cdot E_e \quad (2.15)$$

(2.15)式には、 k_τ が未知数として残っている為、直接 k_x を求める事が出来ない。(2.6)式より、せん断ひびわれ面のわん曲を表す係数 k_τ は、

$$k_\tau = \frac{Q_{ou} / bh - 0.7\sqrt{\beta_p}}{0.7\sqrt{\beta_p}} \quad (2.16)$$

となる。また、対象とする梁を集中荷重を受ける単純梁と仮定すれば、

$$Q_{ou} = \frac{M_{ou}}{a} = \frac{k_x h \beta_{p\tau} (h - k_x h/2)}{a} = \frac{h^2 \psi (1 - k_x/2) k_x \beta_p}{a} \quad (2.17)$$

Q_{ou} : せん断耐力 M_{ou} : せん断破壊時クリティカル断面モーメント

a : せん断スパン長さ μ : $(F_e / b h)$ 引張鉄筋比

(2.15)式から(2.17)式迄を連立させて解く事により Q_{ou} が得られるが、実際には k_τ の値を仮定し(2.15)式を用いて k_x を求め、得られた値を(2.17)式に代入して Q_{ou} を求める。 Q_{ou} の値を(2.16)式へ代入して k_τ

を求め始めに仮定した値と比較し等しい値が得られる迄同じ手順を繰り返すという試行錯誤法を用いるのが便利である。

(iii) Morrow and Viest のせん断モーメント理論¹⁰⁾

この理論は、梁断面の曲げ耐力を求める場合と同じ方法でクリティカル断面の破壊モーメントを求めるもので、平面保持の仮定が、斜張力ひびわれの存在を考慮して若干修正して用いられている。図2.5にせん断破壊時におけるせん断スパンに仮定された自由体の釣り合い状態、クリティカル断面に実際に生じているであろう軸方向ひずみ分布および解析の為に単純化したひずみ分布を示した。図中の k_1 、 k_2 および k_3 は長方形断面曲げ圧縮応力ブロック係数と呼ばれるもので、 k_1 が平均応力係数、 k_2 が合力位置係数、 k_3 がシリンダー圧縮強度に対する曲げ圧縮域の最大コンクリート応力の比を表す。¹¹⁾ 図より明らかな様に、せん断破壊時にはクリティカル断面においては平面保持の仮定が成立せず、曲げ破壊に比べて同一の圧縮限界ひずみ ϵ_u に対して引張鉄筋ひずみ ϵ_s が小さい。この現象を表す為に、同図中右端に示すひずみ適合係数 k が導入されている。コンクリート圧縮合力 C および引張鉄筋力 T は、下式で与えられる。

$$C = k_1 k_3 f'_c k_u \cdot b \cdot d \quad (2.18)$$

$$T = \rho \cdot b \cdot d \cdot f_s \quad (2.19)$$

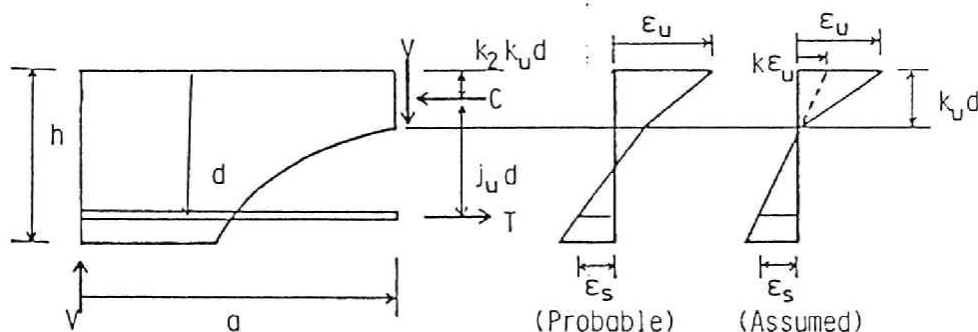


図2.5 Morrow and Viest の理論におけるひずみの適合条件

k_u : 中立軸比 ρ : 引張鉄筋比 f'_c : コンクリート圧縮強度 (psi unit)

b : 断面幅

軸方向の釣り合いより, k_u は (2.20) 式で得られる.

$$k_u = \frac{\rho f_s}{k_1 k_3 f'_c} \quad (2.20)$$

クリティカル断面における無次元化モーメントは, (2.18), (2.20) 式より,

$$\frac{M_{st}}{f'_c b d^2} = \frac{\rho f_s}{f'_c} \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} \cdot \frac{\rho f_s}{f'_c} \right) \quad (2.21)$$

となる. 図 2.5 右端図のひずみの適合条件にしたがって,

$$\frac{k \epsilon_u}{k_u d} = \frac{\epsilon_s}{d - k_u d} \quad \therefore \epsilon_s = \frac{1 - k_u}{k_u} k \epsilon_u \quad (2.22)$$

(2.22) 式中の k_u に (2.20) 式を代入し, $\epsilon_s = f_s/E_s$ を用いて適合条件式 (2.22) を整理すると, f_s に対する下の 2 次方程式が得られ f_s について解くと解が (2.24) 式のごとくに得られる.

$$\frac{1}{E_s} f_s^2 + k \epsilon_u f_s - \frac{k_1 k_3}{\rho} f'_c k \epsilon_u \quad (2.23)$$

$$f_s = \frac{1}{2} E_s k \epsilon_u \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{4 k_1 k_3 f'_c}{\rho \cdot E_s \cdot k \epsilon_u}} \right) \quad (2.24)$$

ここで, $k \epsilon_u$ および $k_1 k_3$ は, 実験結果に基づいて得られた実験式で下のごとくに与えられている.

$$10^4 k \epsilon_u = \frac{1.116(a/d) + 0.174}{a/d - 0.872} \quad (2.25)$$

$$k_1 k_3 = \frac{800 + f'_c}{70 + f'_c} \quad (2.26)$$

a : セン断スパン d : 断面有効高さ E_s : 鉄筋弾性係数 (psi unit)

最終的にせん断補強筋の無い梁のせん断耐力は、(2.24)式により求めた鉄筋応力 f_s の値を (2.21) 式へ代入する事により得られる。

以上3つの理論について言及したが、すべて破壊というものを圧縮域コンクリートの破壊により定義しているわけである。各理論の相違点は断面圧縮域のコンクリートの圧縮抵抗が曲げ破壊時よりも小さい原因を、Walther はせん断応力の存在とせん断ひびわれ面のわん曲に、Kani は圧縮主応力の流れにそって形成されるコンクリートアーチがせん断力の存在によって生じる付着応力によって捲りとられることに、Morrow and Viest は引張鉄筋ひずみと圧縮縁コンクリートひずみが平面保持の仮定を満足しない事に置いた点にある。

さて、これらの各理論はすべて斜張力ひびわれが発生した後の状態を仮定している為に、斜張力ひびわれの発生荷重をあらかじめ求めておかねばならない。なぜならば、斜張力ひびわれの発生荷重とこれら理論による計算値を比較した時に、斜張力ひびわれ発生荷重のほうが大きいもしくは等しい場合には斜張力ひびわれの発生がただちに梁の破壊につながるわけで、これら理論による耐力計算は無意味となる。したがって、斜張力ひびわれの発生荷重を的確に把握する事が必要不可欠である。特に、本論文で扱う部材寸法の柱の場合には、斜張力ひびわれの発生がただちに部材のせん断破壊につながる場合が多い為斜張力ひびわれ発生荷重を求める事は、極めて重要である。Kani はこの点を考慮して、残存アーチ耐力理論に加えて斜張力ひびわれの発生を、曲げひびわれ間に形成されるコンクリートくし歯の破壊で説明した斜張力ひびわれ理論を提案している。理論の詳細は第3章“せん断ひびわれの発生と付着作用”において論じるが、ここで、

Kaniの提案による梁のせん断耐力算定法について考察する。

図2.6はKaniの残存アーチ理論による耐力を、梁のせん断スパン有効高さ比 a/d に対して描いた双曲線(2.4)式と、後述するくし歯理論による斜張力ひびわれ耐力を同じく a/d に対して描いたものである。

同図中の縦軸は、部材が曲げ破壊する時の断面モーメントで無

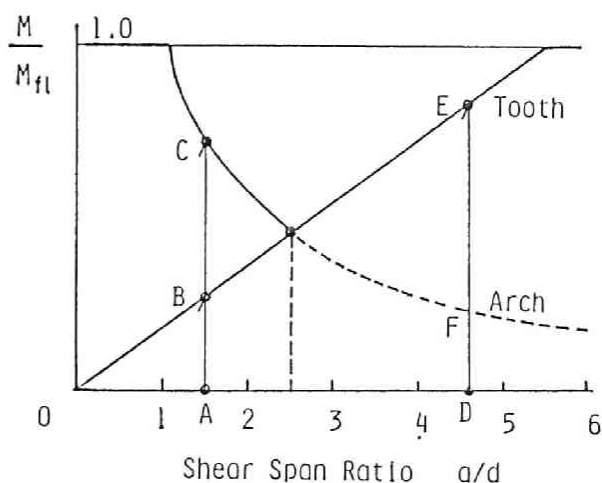


図2.6 Kaniによるせん断耐力算定図

次元化されている。両耐力線は $a/d = 2.5$ あたりで交差しており、これより a/d の値が小さい場合には、先に斜張力ひびわれが発生し次に残存アーチが形成され最終耐力は、残存アーチ耐力で与えられる（図中の載荷経路 A・B・C）。一方、 a/d の値が 2.5 より大きい場合には、図中の D 点より E 点に至って斜張力ひびわれが発生し残存アーチが形成された時には、潜在的な残存アーチの耐力（F 点）を超過しており、梁はただちに破壊する。

Walther は、斜張力ひびわれ発生時の公称せん断応力度 τ_{ou} を、(2.7) 式に示すようにコンクリート圧縮強度の平方根の 0.7 倍として与えており、部材の寸法、配筋等が全く考慮されていない。

Morrow and Viest は、斜張力ひびわれ耐力が $(M/V)/n \cdot p \cdot d$ の関数で表されるという Morrow の考えにより下の実験式を与えている。

$$\frac{V_c}{f'_r} = 0.15 + \frac{4}{(M/V)/n \cdot p \cdot d + 1} \quad (2.27)$$

f'_r : コンクリート曲げ引張強度, n : 弾性係数比 (E_s/E_c)

d : 引張鉄筋有効高さ p : 引張鉄筋比 $f'_r = 2.52 \sqrt{f'_c}$

2. 4 セン断補強理論

せん断補強筋の補強効果は、斜め斜張力ひびわれの発生以後に発揮される。斜張力ひびわれの発生原因は、3章で詳しく述べるように引張鉄筋の曲げ付着応力度と密接な関係にあるが、その発生時に解放されるひびわれ面に直角方向に存在していたコンクリート引張応力を肩代わりするのがせん断補強筋の第一義的な役割であると考えられ、ひびわれの発生以後は、ひびわれ面を拘束しその進展とひびわれ幅の拡大を阻止する。斜張力ひびわれの発生により新たなせん断抵抗機構が梁の内部に形成され、せん断補強筋の役割も、この抵抗機構に基づいて考えねばならない。以下にその役割について概説し、次に、代表的な3つのせん断補強筋理論について論じる。

斜張力ひびわれの発生により梁内部に応力の再分布がおこり、前項で述べた梁作用によるせん断抵抗機構に代わって新たな機構が形成される。すなわち、図2.7に示すような、引張下弦材としての引張鉄筋、圧縮斜材としてのせん断ひびわれと平行なコンクリート圧縮束および引張垂直材としてのせん断補強筋よりなる平行弦トラス機構である。このような理想的なトラスが形成され外力せん断力 Q がすべてこれにより負担されるとすると、通常全補強式と呼ばれている次式がえられる。

$$Q = A_v \cdot f_s \left(\frac{j \cdot d}{s} \right) \quad (2.28)$$

A_v : 1組のせん断補強筋断面積

$j \cdot d$: 上下弦材間距離 (応力中心距離)

s, f_s : セン断補強筋間隔および応力

このトラス機構に於て、せん断補強筋張力とコンクリート圧縮束圧縮応力により、図2.7に示したように引張鉄筋に付着力が発生する。これは、

トラス機構における節点での引張下弦材の引張力変化に対応しており、もしこの付着力が保持できない場合には、トラス機構自体も成立しない。

Park 等は、せん断補強筋は内部トラス機構を形成するだけでなく、せん断ひびわれ面における骨材のかみ合い作用をより有効ならしめせん断ひびわれの発生により、

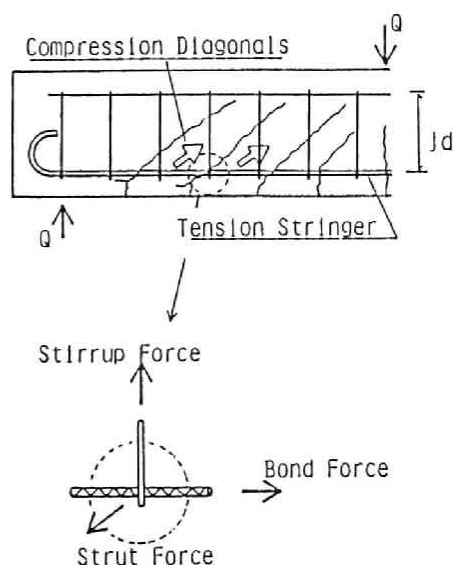


図2.7 内部トラスの形成

12)

より減退した梁作用が改善されるとしている。しかしながら、骨材のかみ合い作用が有効に働くためには、ひびわれ面に沿った両側のひびわれ表面において相対的せん断変位が生じねばならないのに反して、せん断補強筋は、ひびわれ面を拘束する為に、このせん断変位自体をも拘束することになり骨材のかみ合い作用を減じる効果が有る。よって、せん断補強筋が骨材のかみ合い作用を有効ならしめると結論することは出来ない。

先に述べた Walther の理論において、せん断ひびわれ面のわん曲が解析において考慮されていた。これは、圧縮縁におけるコンクリートひずみが曲げ理論より得られる値と異なりひびわれ先端部に集中する事と対応している。この現象は、図 2. 8 に示したようにせん断ひびわれによって形成された自由体のくちばし状部分 (Beak)¹³⁾ が折れ曲がる為で、Paulay のせん断壁に関する実験でも¹⁴⁾ 明瞭に表れている。生じるひずみの集中は、せん断補強筋による横拘束力が大きいほど緩和され、十分にせん断補強筋の配された場合には、せん断ひびわれの無いすなわち、曲げひびわれのみが存在する場合のコンクリート圧縮縁ひずみ分布にほぼ等しい分布になっているものと考えられる。

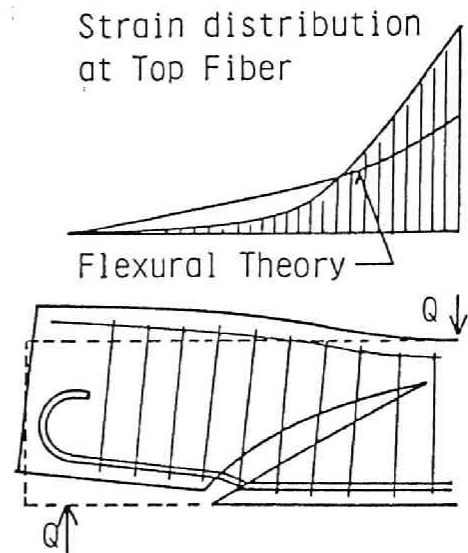


図 2. 8 コンクリートひずみの集中

15)

(i) Ritter or Morsch のトラスアナロジー

1899年に、Ritterは、せん断補強筋の役割を引張力により外力せん断力に抵抗するものと考え、現在広く用いられているものと同じの下式を提案した。

$$V = \frac{A_v f_v \cdot j \cdot d}{s} \quad (2.29)$$

A_v : 1組のせん断補強筋断面積 f_v , s : せん断補強筋応力および間隔

V : 外力せん断力 $j d$: 内部応力中心距離

しかしながら、この斜張力に対してせん断補強筋が抵抗するという考えかたは、一般に受け入れられず、水平せん断力にたいするシャークー (Shear key) としてせん断

補強筋が作用するという水平せん断理論が¹⁶⁾主流を占めていた。両理論の支持者間での論争に終止符を打ったのが Mörsch であり、彼は斜張力がせん断破壊の原因であり、これに抵抗するのがせん断補強筋であることを実験事実に基づいて証明した。これが有名なトラスアナロジーで、仮定された内力状態を図 2. 9 に示した。梁は同図に示すように、上下弦材、圧縮斜材および引っぱり斜材よりなる平行弦トラスに置換される。せん断ひびわれによって形成されたコンクリート圧縮束の梁軸に対する角度を θ 、せん断補強筋の同じく梁軸に対する角度を α とすると、1 組のせん断補強筋の負担せん断力は、下式で与えられる。

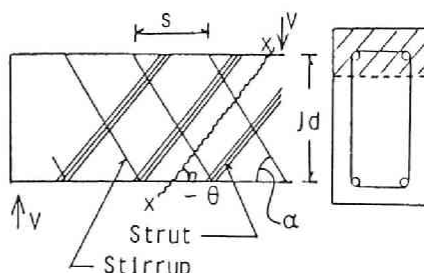


図 2. 9 トラスアナロジー

$$A_v \cdot f_v = \frac{V \cdot s}{j \cdot d \cdot (\sin \alpha \cdot \cot \theta + \cos \alpha)} \quad (2.30)$$

$$V = \frac{A_v \cdot f_v \cdot j \cdot d}{s} (\sin \alpha \cdot \cot \theta + \cos \alpha) \quad (2.31)$$

ここで、(2.31) 式において $\alpha = 90$ 度および $\theta = 45$ 度と置くと、先の (2.29) 式と完全に一致し、Ritter の理論の正当性が解る。この古典的トラス理論においては平行弦トラスを仮定しており、コンクリート圧縮束の角度 θ は通常 45 度とされるが、これらの仮定を一般化しより適用範囲を広げ実際に則したものに修正したのが、次の修正トラス理論である。

¹⁷⁾ (ii) Leonhardt の修正トラス理論

(i) で述べた古典トラス理論では、上下弦材は平行でありコンクリート圧縮束の角度も 45 度と仮定されるのが普通である。これに対して、Leonhardt が Stuttgart 工科大学で実施した梁のせん断試験より幾つかの疑問点が明らかになった。それは、圧縮上弦材の傾斜と梁腹部に生じるコンクリート圧縮束の角度が断面形状によって変化し得るのではないかという点であった。Leonhardt は T 形断面梁においては、フ

ランジ幅を b 、ウェブ幅を b' とすると此の比率 b'/b が大きい程圧縮上弦材が傾斜し、また小さい程平行弦トラスに近づく事を実験により示した。また、前者の場合には腹部コンクリートの圧縮束の角度が 30° から 38° の範囲にあり、後者の場合には 38° から 45° の範囲にある事が併せて明らかにされた。その結果が図 2. 10 に模式的に示されている。これらの圧縮上弦材の傾斜および腹部コンクリート圧縮束の角度が、引張下弦材力および梁軸と直角に配置されたせん断補強筋引張力におよぼす影響を端的に表現するトラス模型が Leonhardt によって図 2. 11 のように示された。図には、トラスの形状と同時にせん断補強筋引張力 T_y と引張下弦材力の分布が示されている。引張下弦材力は、梁の引張鉄筋力と対応しており各断面での必要鉄筋断面積算定に役立つ。同図より明らかなように、圧縮上弦材の傾斜が急になるとそこの斜め圧縮力の垂直分力としてせん断力の一部が負担される為に、せん断補強筋力が減じられるのに対して、支点上における引張鉄筋力が増大する（ b および c の比較）。一方、平行弦トラスにおいては、腹部コンクリート圧縮束の角度が小さくなれば、せん断補強筋引張力が減じる代わりに支点上における引張鉄筋力が増大する。当然の事ではあるが、この場合腹部コンクリート圧縮束の圧縮力も増大する（ c および d の比較）。なお、図中に T_y で示した量は、梁軸方向長さ $j d$ の範囲に有る鉛直せん断補強筋の負担引張力である。

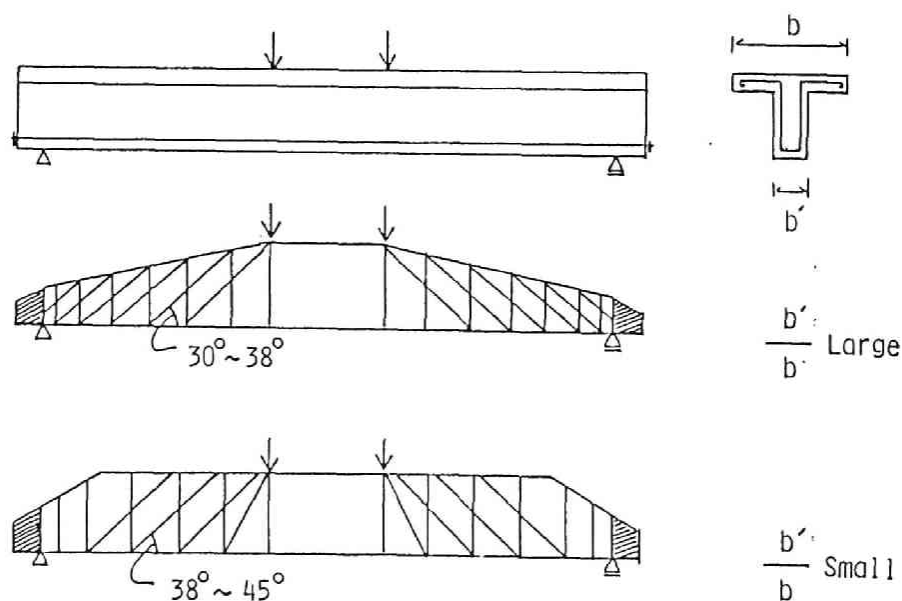


図 2. 10 Leonhardt の修正トラス理論

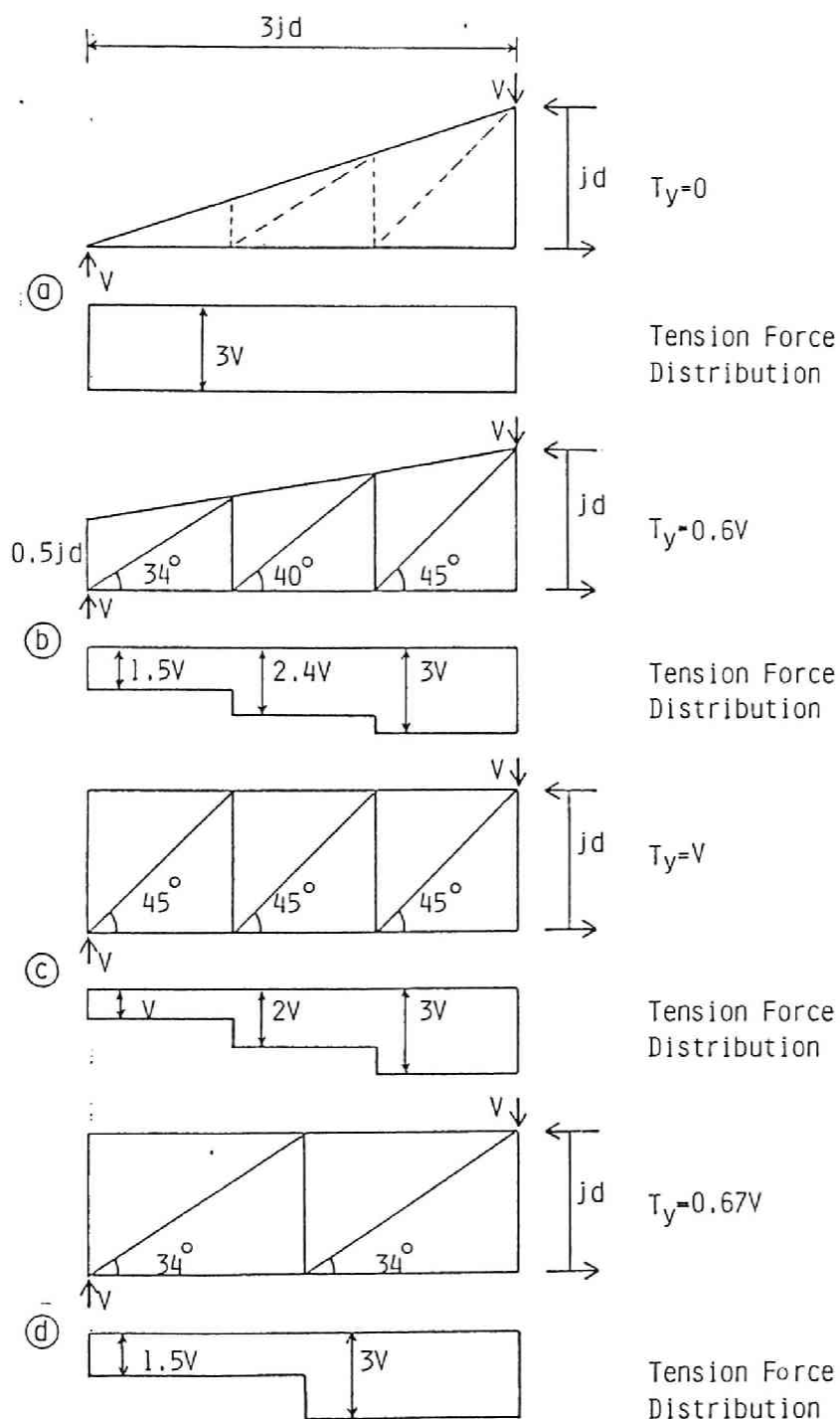


図 2.11 Leonhardtによる修正トラス理論に対する模型

(iii) Kani のハンギングアーチ理論

この理論は、先に参照したKaniの残存アーチ理論と対応しており、せん断破壊機構をせん断補強筋の無い場合から有る場合までを一貫して説明出来る点が特徴である。

前出の図2. 3に示した様に、外力せん断力の増大と共に、弾性梁に於る圧縮主応力線図に類似した形状のアーチ状コンクリートがはぎとられていく訳であるが、このアーチの足元 (Arch Impost) を斜め上方へ釣り上げる事により引張鉄筋からの付着力としてここに作用する力に抵抗しアーチ状コンクリートの破壊を防ぐのがせん断補強筋の役割であるとするのが理論の骨子である。図2. 12にその原理と配筋の例を示した。アーチの支承を釣り上げる作用は3本の曲げ上筋によってなされ、釣り上げ力はすべてS点に伝達される。Kaniの残存アーチ理論によると(2. 4)式より明らかなように、せん断スパン比が小さい程、梁のせん断耐力は大きくなり、せん断スパン比 a/d が大略1. 0の場合に純曲げ耐力を発揮する。図中において、各仮想アーチの足元の釣り上げ力が伝達されるS点は、先の式(2. 4)および図2. 6で示したせん断補強筋の無い梁が100%の曲げ耐力を発揮する場合($a/d = 1. 0$)の載荷点に対応しており支点からの距離はdである。よって、支点からS点までの範囲にはせん断補強筋は不要になる。加えて、Kaniは従来の垂直スターラップ形式と比較して、この曲げ上筋によるせん断補強方法が、内力の伝達機構という観点からより合理的でありかつ実際の使用においても経済的であると述べている。

以上せん断補強筋の役割と、既往の代表的な3つのせん断補強理論について述べた。

せん断補強理論の主流はトラス理論であり欧米諸外国の設計式もすべて、先に述べたトラスアナロジーもしくは修正トラス理論に基づいている。このトラス理論は、トラスにおける圧縮束が明瞭に形成されるウェブの薄いT形断面もしくはI形断面梁に対しては現実の力の流れをかなりの的確に表現しているものと言える。しかしながら、本研究で扱う通常の柱は、正方形もしくは短辺と長辺の比が1. 0に近い長方形の断面を持っておりT形もしくはI形断面に対する理論は適用出来ない。なぜならば、このような柱において

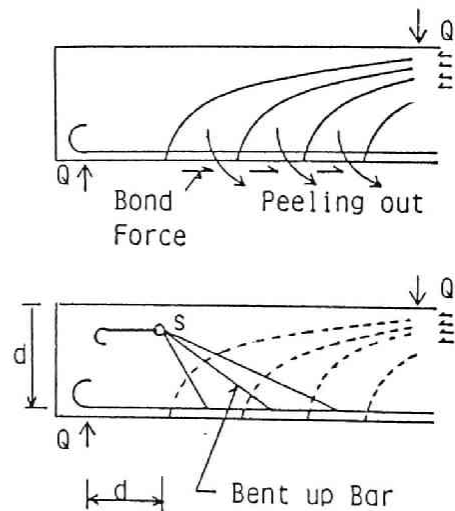


図2. 12 KaniのHanging Arch理論

は、極めて少数の卓越した斜張力ひびわれの発生が以後の耐荷挙動を左右し、斜め圧縮束に基づくトラス機構を形成するような平行な多数の斜張力ひびわれが発生しないからである。よって、柱部材におけるひびわれ形態を考えると、斜張力ひびわれの発生後トラス機構が形成されせん断補強筋がトラスにおける引張垂直（斜）材として機能すると考えるよりも、図2.8に示したように、斜張力ひびわれ幅の増大と圧縮縁コンクリートひずみの集中を改善する横拘束筋として機能すると考えるほうがはるかに現実に近い。また、これらトラス理論に共通の問題点として、斜め圧縮束、引張下弦材およびせん断補強筋の交点、すなわちトラスの下弦材における節点の一体性の問題がある。トラス理論では、これら節点は完全な物と仮定されている。しかしながら、この節点における力の受け渡しは下弦材（主筋）と周辺コンクリートとの間で成される付着作用に頼っており、もし何等かの理由で付着作用が失われると理論は根底から覆される。実際問題においても、異形鉄筋の割裂作用によって主筋周辺のカブリコンクリートが剝離し柱が破壊に至る場合があり、通常付着割裂せん断破壊と呼ばれている。よって、トラス理論を適用する場合には、節点の健全性、すなわち主筋の付着強度のチェックを必要とする。

いっぽう、Kaniによるハンギングアーチ理論は、せん断補強筋の存在しない梁に対して同じくKaniによって提案されている残存アーチ理論との間に理論の連続性を有しており極めて興味深いものである。しかしながら、現在用いられている配筋方法との相違、実験的裏付けの希薄さの故に広く認められるには至っていない。

2.5 第2章のまとめ

第2章においては、鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究が少ない為に、本質的な機構における差異のない梁のそれに関する既往の研究を引用して、せん断抵抗機構およびせん断補強筋の補強効果発現の機構を概括した。その結果、以下に示す諸点が明らかになった。

(i) せん断補強筋の無い梁においては、梁機構およびアーチ機構の2つのせん断抵抗機構があり、これら機構は主筋の付着作用と密接に結びついている。

(ii) Kani, Walther, Morrow and Viest のせん断耐力理論は、すべて表現の違いこそあれ、せん断力の存在によりクリティカル断面における圧縮域コンクリートの曲げ圧縮力負担能力が低下することに理論の基礎を置いている。しかし、このように曲げ圧縮域のコンクリートの圧壊により耐力を規定している各理論は、すべて斜張力ひびわれの発生した後の状態を想定しており、斜張力ひびわれ発生荷重がこれら理論により得られた耐力を上回っている場合には、斜張力ひびわれの発生により梁は直ちに破

壊にいたる。 よって、斜張力ひびわれの発生荷重を的確に評価しなければならない。

(iii) セン断補強筋の補強効果は、斜張力ひびわれの発生を契機として発揮され、斜張力ひびわれに沿って形成されるコンクリート圧縮束とともに内部トラスを形成する。 また、斜張力ひびわれ面を横方向に拘束し、クリティカル断面圧縮縁におけるコンクリート圧縮縁ひずみの集中を緩和する。

(iv) セン断補強理論の主流はトラス理論であり、現実の部材のセン断抵抗機構を説明する為に、圧縮上弦材および斜め圧縮束の角度が修正されている。 しかし、このトラス理論は、フランジ幅に対してウェブ厚さの小さいT形もしくはI形断面のように斜めひびわれが多数発生し仮定している内部トラス機構が形成されるものに対しては極めて良い適合性を示すが、本研究で扱うような柱においては、明瞭なトラス機構が形成されない為に、これらトラス理論の適用は困難である。

(v) トラス理論においては、常に、圧縮斜材、引張下弦材およびセン断補強筋の交点、すなわちトラスの節点は、完全なものの仮定されている。 しかし、ここでの力の受け渡しは引張下弦材と周辺コンクリートの間に生じる付着作用に頼っており、異形鉄筋の割裂作用などで付着作用が失われると、トラス理論は成立しなくなる。

既往の研究を概括することにより、以上のような諸点が明らかになったわけで、本研究の目的もこれらの諸点と関連している。 以下に上で述べた5つの問題点と本研究の内容とを結び付けて述べ本章のまとめとしたい。

最初に述べた梁機構とアーチ機構は、主筋の付着作用と密接に結びついている訳で柱材において生じる付着作用を明確にしておかねばならず、第3章において付着作用の発生機構と分類、付着応力の算定方法について論じた。

第2番目に述べた、セン断補強筋のない場合のセン断耐力にかんしては、斜張力ひびわれの発生を的確に把握することが極めて重要なため、第3章において、曲げ付着応力に基づいた斜張力ひびわれ発生荷重算定式を誘導した。 また、本研究で扱う比較的セン断スパン有効高さ比の大きな柱に於ては、斜張力ひびわれの発生した後の耐力上昇は殆ど期待できない為、本研究に於ては、斜張力ひびわれの発生時の荷重をセン断補強筋のない柱の耐力とする立場をとった。

セン断補強筋の補強効果をトラス機構で説明するには、種々の問題点があるため、第4章に於て特別に考案した外部セン断補強法を用いた柱のセン断破壊実験結果に基づいて、セン断補強筋が降伏した時点でその補強効果を頭打ちにするという基本的考えに従ってセン断補強効果算定式を誘導した。

セン断補強効果を表す仮想トラスの節点破壊の問題を扱った研究は殆ど無く、本研

究の第5章に於て取り上げた。この種の破壊は従来より幾つか実験により観察されてはいたが、特別に分類して扱われることなく他の破壊形態と共に一括してせん断破壊として扱われてきた場合が多く、このことが、せん断耐力理論を混乱させる原因になったとも考えられる。よって、主筋の付着作用が失われた場合（トラス機構の節点破壊）に対する耐力理論を確立することが極めて重要な意味を持っており、第5章に於て主筋の割り裂き付着耐力と扇形圧縮応力場の仮定に基づいた耐力算定方法を述べた。

第3章 セン断ひびわれの発生と付着作用

3.1 序論

鉄筋コンクリート柱がせん断破壊に至る過程において最も重要な限界点がせん断ひびわれの発生である。第3章の目的は、このせん断ひびわれの発生機構に焦点をあて、発生機構に基づいたせん断ひびわれ耐力算定式を誘導することである。

通常せん断ひびわれと呼ばれているものには幾つもの種類があり、部材の種類、プロポーション、外力条件等によって変化する。また、せん断ひびわれが発生して後の部材のせん断抵抗機構は、このせん断ひびわれの形態によって左右されると言っても過言ではない。よって本章の第2節に於ては、柱部材に生じたせん断ひびわれをその外観に基づいて、曲げせん断ひびわれ、斜張力ひびわれ、付着割裂ひびわれおよび2次的斜張力ひびわれの4つに分類整理した。

さて、第2章2節で述べたように、鉄筋コンクリート部材に於る付着作用は、そのせん断抵抗機構と密接な関係にある。付着作用とは、主筋と周辺コンクリートとの間でなされる力の伝達作用を指すが、一般的に付着作用と呼ばれるものも部材のせん断抵抗挙動に於る役割に応じて分類されるべきである。よって本章第3節においては、付着作用を、曲げ付着作用 (Flexural Bond)、伝達付着作用 (Development Bond)、および定着付着作用 (Anchor Bond) の3つに分類し、曲げ付着作用に関しては軸力の存在する柱にも適用できる算定式を示した。¹⁹⁾

せん断ひびわれ発生荷重を的確に把握することが極めて重要であることは、さきに述べたとうりである。せん断ひびわれのうちでも、斜張力ひびわれは特に重要でありその発生機構の解明と発生荷重の決定が要求される。そこで、本章第4節においては、斜張力ひびわれの発生原因を、曲げ付着作用によって曲げひびわれの発生により形成されたコンクリート片持梁が破壊することに因るものとし、軸力の存在する場合に対して示された本章第3節に於る曲げ付着応力算定式に基づいて斜張力ひびわれ荷重算定式を誘導した。さらに誘導された算定式を既往の柱実験結果にあてはめ式の適合性を検討した。検討においては、既往の代表的実験式である Mattock式、および北大式についても同時にその適合性を調査し著者の得た算定式との比較を行った。なお、曲げせん断ひびわれに関しては、その発生原因が斜張力ひびわれと同じであるものと考え斜張力ひびわれ耐力算定式と同じ形式で係数のみが若干異なる算定式を参考の為に示した。

斜張力ひびわれおよび曲げせん断ひびわれに比べて、付着割裂ひびわれおよび2次的斜張力ひびわれについては、現在のところ明解な発生機構とそれに対する発生荷重

算定式が得られていない為、本章第5節および第6節においては、発生機構の概念を述べ既往の実験式を紹介するにとどめた。

3. 2 セン断ひびわれの分類

鉄筋コンクリート柱のせん断機構を論じる場合にすべての基本になるのが、せん断ひびわれの発生形態と発生荷重である。なぜならば、その発生によって、それまで成立していた平面保持の仮定が崩れ内部応力状態が大きく変化し、応力の再配分を伴って全く新しい釣り合い機構が形成されるからである。この釣り合い機構は、例えば第2章の Waltherの理論で仮定されていたように部材全体を考えねばならず、もはや1断面の釣り合いのみでは扱うことが困難である。またせん断ひびわれの発生以後の耐荷挙動はこの柱軸に対して傾斜したせん断ひびわれの形態によりほぼ決定される。よって、ここではせん断ひびわれを図3. 1に示したように、曲げせん断ひびわれ(BSC)、斜張力ひびわれ(DTC)、付着割裂ひびわれ(SBC)および2次的斜張力ひびわれ(SDTC)の4種に分類した。以下に、それら各々についての一般的性質を述べる。ただし、第1章で述べたように本研究では、せん断スパン有効高さ比が極めて小さく柱頭部および柱脚部のコンクリート圧縮域を結ぶ斜めひびわれが発生する場合については特に詳しくふれないこととする。

(i) 曲げせん断ひびわれ (Bending Shear Crack)

図3. 1に示したように、曲げひびわれがせん断力の増大に伴って進展しある長さに成長した後、柱頭部もしくは柱脚部断面のコンクリート圧縮域に向ってわん曲する。このひびわれを、曲げせん断ひびわれと呼ぶ。

(ii) 斜張力ひびわれ (Diagonal Tension Crack)

これは、せん断ひびわれのうちの代表的なもので図3. 1にその形状を示した。曲げひびわれの根幹部を縫うように発生しそのまま部材が破壊に至る場合には、極めて激烈な破壊様相を示す。²⁰⁾ 次節で述べるように、この斜張力ひびわれの発生の原因は曲げ付着応力の存在にある。斜張力ひびわれは、曲げせん断ひびわれと異なって、それまで全くひびわれの存在しない場所に独立に生じる斜めひびわれであるが、場合によっては曲げせん断ひびわれとの識別が困難である。

(iii) 付着割裂ひびわれ (Splitting Bond Crack)

斜張力ひびわれの発生によって内部応力状態が変化し、斜張力ひびわれと引張主筋との交点に於る引張主筋張力および Dowel力が急増する。この張力急増に伴う異形鉄筋の Wedge作用と Dowel作用により主筋に沿って多数の微細な斜めひびわれが発生

する。これを付着割裂ひびわれと呼ぶ。図3.1中にその様相を示したが、極端な場合には被りコンクリートが剝落してしまう場合もある。この場合には、主筋と周辺コンクリートとの間の力の伝達が損なわれ、いわゆる付着割裂せん断破壊を生じる。

(iv) 2次的斜張力ひびわれ (Secondary Diagonal Tension Crack)

DTCひびわれの発生以後、図3.2に示すように柱頭および柱脚のコンクリート圧縮域を直接流れる斜め圧縮力に付随して腹部に生じる割裂応力および部材中央部に生じる主筋付着力により腹部コンクリートにせん断応力が伝達され腹部に斜めひびわれが発生することがある。これを

2次的斜張力ひびわれと呼ぶことに

する。この2次的斜張力ひびわれは、先に述べた付着割裂ひびわれと共に発生する場合も多い。ここで、

このひびわれを2次的とした理由は正方形断面若しくはそれに近い長方形断面を持つ柱においては、このひびわれは単調載荷時におけるせん断破壊機構を決定する要因とはなりえないからである。なぜならば、本研究で扱う柱部材においては断面が

正方形若しくは長方形のため、2次的斜張力ひびわれにより形成された

腹部の斜めコンクリート圧縮束が内部トラスの斜め圧縮力で圧壊すること

とはほとんど無く、最終的な柱の破壊は、柱頭若しくは柱脚部の圧縮域

コンクリートの圧壊により生じるからである。それに対して、断面腹部幅の小さいI型断面若しくはT型

断面では、斜張力ひびわれの発生に続いてこの2次的斜張力ひびわれが

部材全長に渡って発生し、一様な斜め圧縮応力場とそれに対応した内部

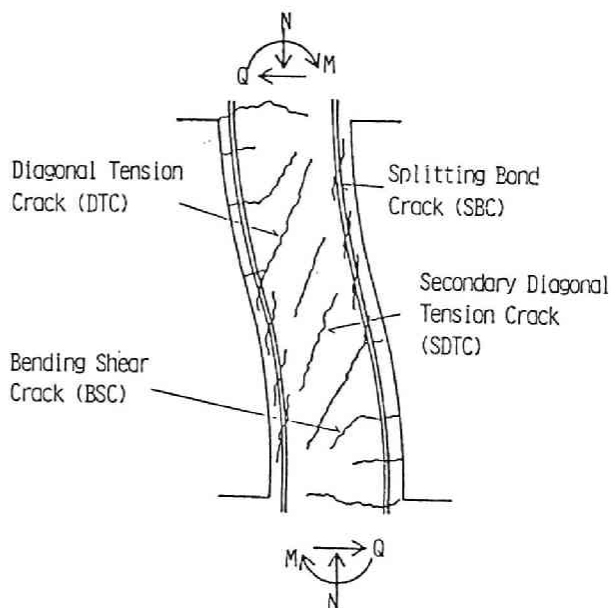


図3.1 柱に於るせん断ひびわれの種類

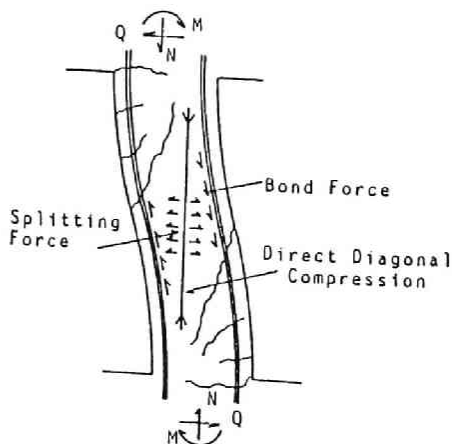


図3.2 2次的斜張力ひびわれの発生機構

トラス機構が形成される為、2次的斜張力ひびわれの発生がせん断抵抗機構と極めて密接に関係している。すなわち、部材のせん断破壊が、せん断補強筋の降伏および破断若しくは腹部コンクリートの圧壊によって生じ、この形成されたトラス機構が部材の破壊形式を支配するのである。

以上、本研究で取り扱うプロポーシヨンの鉄筋コンクリート柱に発生するせん断ひびわれの代表的なもの4種類について述べた。これ以外にも分類の方法は種々あるが、ここでは以後の理論展開との関係でこの4種とした。

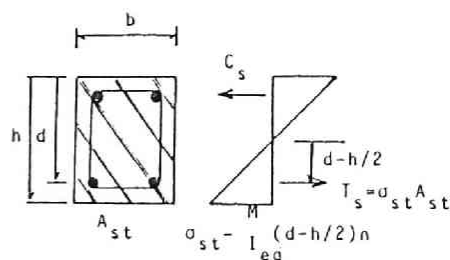
3.3 せん断力伝達機構における付着作用

鉄筋コンクリート構造の特長は、圧縮応力に抵抗するコンクリートと主として引張応力に抵抗する鉄筋が協力して外力に抵抗する点にあり、この協力を可能成らしめる為にはなんらかの形で相互間での応力伝達が成されねばならない。この役目をするのが、鉄筋表面と周辺コンクリートとの間に生じる界面せん断応力で一般的にこの応力のことを付着応力もしくは付着作用と呼ぶ。

付着応力とせん断抵抗機構の関連は、従来より多くの研究者により言及されてきた²¹⁾が、いまだせん断問題における明確な位置づけが成されていない。本章では、第1章で述べたように、せん断破壊に至る過程での1つの限界点である、せん断ひびわれの発生について論じるが、各限界点におけるせん断抵抗機構は付着作用と密接に結びついている。そこで最初に、一般的には付着若しくは定着と呼ばれている作用を以下に述べるように3つに分類し、鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構という立場より論じる。

(i) 曲げ付着作用 (Flexural Bond)

柱断面において、各断面での平面保持が成立しかつ曲げモーメントの変化に対応して鉄筋応力が変化する為には、鉄筋表面とコンクリートとの間に付着応力が発生せねばならない。これを曲げ付着応力と呼ぶ。曲げひびわれの生じている梁断面に対して、曲げ付着応力 τ_b は、せん断力 Q の関数として周知の下式により求めることが出来る。



$$\tau_b = \frac{Q}{j \cdot d \cdot \Sigma \Psi} \quad (3.1) \quad \text{図 3.3 全断面有効な梁の断面応力}$$

$j d$: 合力中心距離, $\Sigma \Psi$: 引張鉄筋周長和, Q : 外力せん断力

しかし、柱においては軸方向圧縮力が存在するために(3.1)式は適用できない。以下に著者の導いた、軸力の存在する場合にも適用しうる算定方法を示す。

曲げひびわれの発生以前では、材料が総て弾性域にとどまっているものとすれば全断面有効の弾性体として柱断面を扱うことにより容易に τ_b が求まる。ここでは、我が国にて通常使用される柱断面が対称配筋であることを考慮し対称配筋断面に対する τ_b 算定式を誘導した。全断面有効の弾性体であるため、軸力の有無は τ_b に影響しない。図3.3に示すような梁の任意断面での引張筋張力 T_s は下式で表すことが出来る。

$$T_s = \sigma_{st} \cdot A_{st} = \frac{M}{I_{eq}} \left(d - \frac{h}{2} \right) n A_{st} \quad (3.2)$$

T_s : 鉄筋引張力 n : 弾性係数比 (E_s/E_c) b : 断面幅 h : 断面全高さ

M : 断面モーメント A_{st} : 鉄筋断面積 d : 断面有効高さ σ_{st} : 鉄筋応力

I_{eq} : コンクリートに換算した等価断面2次モーメント

$$I_{eq} = b \cdot h^3 / 12 + 2 \cdot (n - 1) \cdot (d - h / 2)^2 \cdot A_{st}$$

梁軸方向微小長さ dx 間における T_s の変化は、 $dM/dx = Q$ の関係を用いて(3.2)式より以下のようなになる。

$$dT_s = dM \frac{1}{I_{eq}} \left(d - h / 2 \right) n \cdot A_{st} = Q \cdot dx \frac{1}{I_{eq}} \left(d - h / 2 \right)^2 A_{st} \quad (3.3)$$

一方、微小区間 dx における付着応力は、 $\tau_b = dT_s / (dx \Sigma \Psi)$ であるから(3.3)式を用いれば下式のごとくに表すことが出来る。

$$\tau_b = \frac{Q}{\Sigma \Psi} \left(d - \frac{h}{2} \right) \cdot n \cdot A_{st} \cdot \frac{1}{I_{eq}} \quad (3.4)$$

曲げひびわれの存在している場合には、(3.4)式は成立しない。図3.4に軸力、曲げモーメントおよびせん断力を同時に受ける鉄筋コンクリート柱の曲げひびわれ領域における曲げ付着応力 τ_b の算定手順が示されている。曲げひびわれの生じている任意断面での内力モーメントは、下式で与えられる。

$$M = T_s \cdot j d + \left(\frac{h}{2} - d + j d \right) \cdot N \quad (3.5)$$

N : 軸方向圧縮力 T_s : 引張鉄筋力

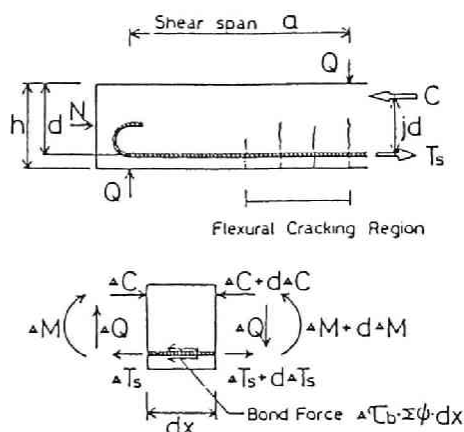
モーメントの変化に対する合力中心距離の変化を無視すれば、せん断力の増分 ΔQ にたいするモーメントの増分 ΔM は、

$$\Delta M = \Delta T_s \cdot j \cdot d \quad (3.6)$$

ΔT_s : モーメント増分 ΔM に対する引張鉄筋張力の増分

ここで柱軸方向微小長さ dx における曲げ付着応力の ΔT_s に対する増分を $\Delta \tau_b$ とすると、 $\Delta \tau_b \Sigma \psi dx = d \Delta T_s$ および $d \Delta M = d \Delta T_s j d$ となり (3.6) 式を用いて $\Delta \tau_b$ は (3.7) 式のごとくに与えられる。

$$\Delta \tau_b = \frac{\Delta Q}{jd \cdot \Sigma \psi} \quad (3.7)$$



$$M = T_s \cdot jd + N \left(\frac{h}{2} - d + jd \right) \quad \Delta M = \Delta T_s jd$$

$$\Delta \tau_b = \frac{d \Delta T_s}{dx \cdot \Sigma \psi} = \frac{d \Delta M}{dx} \cdot \frac{1}{\Sigma \psi \cdot jd} = \frac{\Delta Q}{\Sigma \psi \cdot jd}$$

図 3.4 柱における曲げ付着応力

すなわち、軸力の無い梁に対する常用の

(3.1) 式における τ_b と Q が $\Delta \tau_b$ と ΔQ で表される増分表示に変わったのみである。以上のように、ここではせん断力 Q の増分 ΔQ に対する応力中心距離の変化を無視し、軸力の無い梁と同一形式の曲げ付着応力算定式を得た。

より厳密に曲げ付着応力を求める為には、弾性理論により求められるコンクリートの中立軸位置におけるせん断応力と曲げ付着応力を釣り合わせればよい。参考の為にその手順を下に示した。

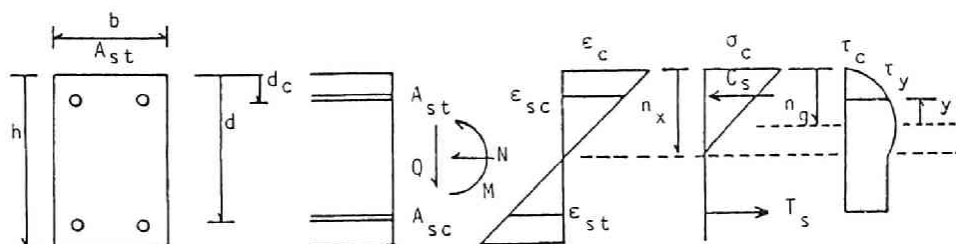


図 3.5 柱断面におけるせん断応力分布

上に示す対称配筋された柱断面を考える。軸力の存在する場合には、中立軸位置

と有効断面に対する重心位置は一致しないので、コンクリート断面に対するせん断応力を求めるためにはまず重心位置を求めねばならない。ここで、断面中立軸位置が既知とすれば、圧縮縁より重心軸までの距離は、

$$n_g = \frac{0.5 \cdot b \cdot n_x^2 + n \cdot A_{st} \cdot d + n \cdot A_{st} \cdot d_c}{b \cdot n_x + n \cdot A_{st} + n \cdot A_{st}} \quad (3.8)$$

となる。この n_g を用いて重心軸回りのコンクリートに換算した断面 2 次モーメント I_g は、下のごとくに表される。

$$I_g = \frac{1}{3} b \cdot (n_g^3 + (n_x - n_g)^3) + n \cdot A_{st} \cdot (d - n_g)^2 + n \cdot A_{st} \cdot (n_g - d_c)^2 \quad (3.9)$$

また、重心軸位置から距離 y の位置より外側の部分の断面 1 次モーメントは、

$$S_y = \frac{1}{2} b \cdot (n_g^2 - y^2) \quad (3.10)$$

となり、そこでのコンクリートせん断応力 τ_y は下式で与えられる。

$$\tau_y = \frac{Q \cdot S_y}{I_g \cdot b} \quad (3.11)$$

n : 弾性係数比 n_x : 中立軸深さ n_g : 重心軸深さ b : 断面幅 h : 断面全高さ
 d : 断面有効高さ d_c : 主筋中心までのカブリ厚さ I_g : コンクリートに換算した
 重心軸周りの断面 2 次モーメント A_{st} : 片側鉄筋断面積 y : 重心軸からの距離
 S_y : 重心から距離 y の位置より外側の部分の重心軸に関する断面 1 次モーメント

(3.11) 式で求まるコンクリートのせん断応力を図示すると、図 3.5 右端のようになり、重心軸位置で最大となり中立軸位置以下では一定値となる。この中立軸以下の部分におけるせん断応力と主筋の付着応力が釣り合っているわけで、下式のごとくに曲げ付着応力 τ_b が得られる。

$$\tau_b = \frac{\tau_{nx} \cdot b}{\Sigma \Psi} \quad (3.12)$$

τ_{nx} : 中立軸位置におけるコンクリートせん断応力 $\Sigma \Psi$: 主筋周長和

(3.8) ~ (3.12) 式を用いて、曲げ付着応力を厳密に求めることが出来る。

これらの式による精算値と、(3.4) および (3.7) 式による略算値の比較

は、次の3.4節において実験値とあわせて行っている（図3.13参照）。

(ii) 伝達付着作用 (Development Bond)

部材軸方向に沿って、外力作用によるモーメントが変化する場合には、各断面の支持するモーメントの大きさに応じて主筋本数の調整を行わねばならない。図3.6に、日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説²³⁾に示された伝達付着長さと定着付着長さを決める際に参照する、柱梁接合部を含む梁の主筋配筋状態図を示した。同図中1-1断面におけるモーメントは $M(A+B)$ で、A、B本分の鉄筋断面積を必要とし、2-2断面ではモーメント $M(A)$ に対してA鉄筋の断面積のみでよいものとする。この1-1および2-2断面に於るB鉄筋およびA鉄筋の必要引張力をコンクリートに伝達する為にはそこから余長 l_{dB} および l_{dA} だけ鉄筋を延長しておかねばならない。この余長部分に生じる付着作用を伝達付着作用と呼び余長を伝達長さと呼ぶ。

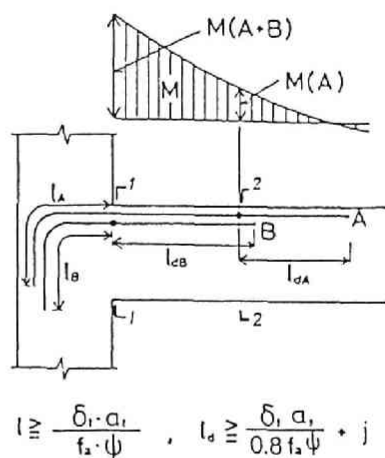


図3.6 伝達付着と定着付着

(iii) 定着付着作用 (Anchor Bond)

柱および梁端部断面において必要とされる引張鉄筋力は、その部材に連続する外側の部分（柱・梁接合部および基礎等）に鉄筋が十分に定着されることにより支持される。図3.6に示した l_A および l_B が1-1断面に於るAおよびB鉄筋の引張力をコンクリートに伝達させる為に必要な鉄筋長さでこれを定着長さと呼び、ここでの付着作用を定着付着作用と呼ぶ。

以上3つの付着作用について述べたが、これらの付着挙動が柱のせん断抵抗挙動に大きく影響を及ぼす。すなわち、曲げ付着作用はせん断ひびわれの発生に、伝達付着作用は付着割れせん断破壊に、定着付着は主筋の抜け出しにより柱部材の変形挙動に影響を及ぼすわけで、それらについては以下に続く各章において詳しく論じる。また、鉄筋とコンクリートとの間の付着現象そのものについては極めて多くの研究があるが、本研究の目的が付着作用とせん断抵抗挙動の間の相関関係を明らかにすることにあるので付着機構そのものには詳しくふれない。

3.4 斜張力ひびわれの発生機構と斜張力ひびわれ耐力

(i) 曲げ付着作用による斜張力ひびわれの発生

1962年 Kani は相隣り合う2本の曲げひびわれの間に形成されたコンクリート片持梁の破壊が鉄筋コンクリート梁に急激なせん断破壊（斜張力破壊）を引き起こすという、有名な Tooth理論を発表した。⁵⁾ このコンクリート片持梁を破壊に至らしめるのが、(3.1)もしくは(3.7)式で与えられる曲げ付着応力である。Kani の Tooth理論の概要を図3.7にまとめて示した。斜張力破壊の端緒となるコンクリート片持梁の長さを s , ひび割れ間隔を C_w , 引張鉄筋より加えられる付着力を ΔT とすると、片持梁の破壊条件より (3.13) 式が得られる。

$$s \Delta T = f'_t \frac{b C_w^2}{6} \quad (3.13)$$

一方、せん断スパン全域において引張鉄筋の曲げ付着応力が一定と仮定すると、

$$\Delta T / C_w = T / a \quad (3.14)$$

となり、(3.13) および (3.14) 式より ΔT を消去し、クリティカル断面の引張鉄筋力 T を求め、これを用いてそこでの断面モーメントを計算すると、下式のようになる。

$$M_{cr} = M_o \frac{C_w}{s} \left(\frac{a}{d} \right) \quad (3.15)$$

$$M_o = \frac{7}{48} f'_t b d^2 \quad (3.16)$$

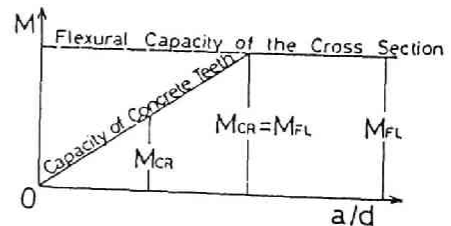
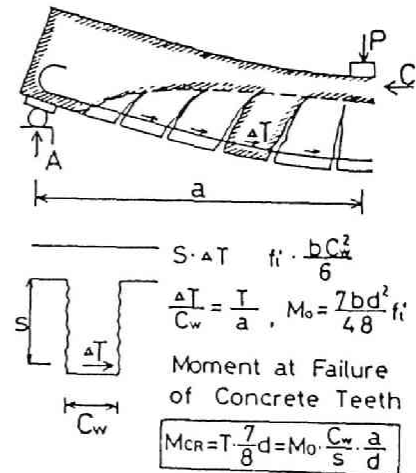


図3.7 Kani のTooth 理論

C_w : 曲げひびわれ間隔 s : Tooth長さ

f'_t : コンクリート引張強度 a : せん断スパン長さ d : 断面有効高さ M_{FL} : 断面曲げ耐力

なお、 M_{cr} 計算時における応力中心距離比 j は、 $j = 7/8$ と仮定した。

この理論は、 C_w , s の数値のとりかた等の問題があり極めて多くの反論がなされ

たが、曲げ付着作用とせん断破壊を結び付けた唯一のものである。

一方、梁の曲げ付着作用とせん断挙動を実験的に結び付けたものとして、池田・宇治²⁴⁾による研究がある。これは、せん断スパンにおける付着応力の発生を人為的（異形鉄筋の溝をワックスで埋める）に取り除いた鉄筋コンクリート梁試験体と通常の梁試験体のせん断試験結果を比較することにより、せん断スパンにおける付着作用の影響を調査したものである。図3.8に実験に用いられた試験体を、図3.9にひびわれ発生状況を示した。試験体名の括弧内の最初の数値がせん断スパン有効高さ比、次の英字が付

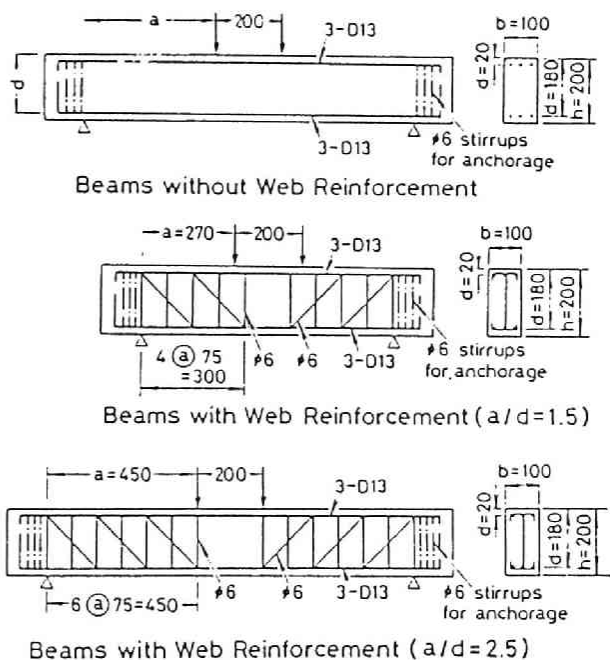


図3.8 池田・宇治による実験供試体

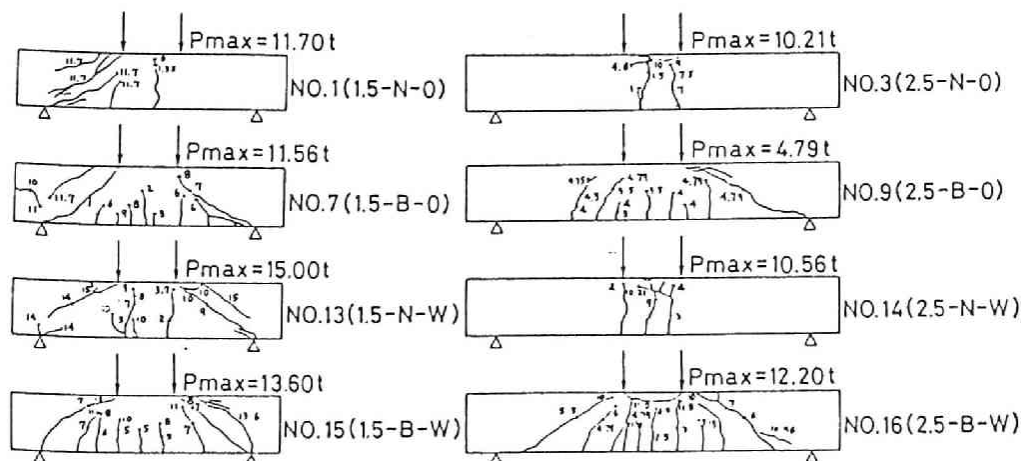


図3.9 池田・宇治による実験供試体ひびわれ状況

着の有（B）無（N）を表している。せん断スパン有効高さ比が1.5の場合には,,,,, 付着の有無に拘らず斜めひびわれが発生しているが、注意深く観察してみると形状と発生荷重が異なっている。すなわち、付着の無い場合には支点と載荷点を結ぶ線上を直接流れる斜め圧縮力の割り裂き作用により斜めひびわれが発生しているのに対して、付着の有る場合にはより低い荷重段階において斜張力ひびわれの発生が認められ,,,,, 明らかに付着作用の影響が見られる。この差異はせん断スパン有効高さ比が2.5になると一層顕著となり、付着の無い場合には斜めひびわれの発生すら認められない,,,,,

また、黒正・滝口は鉄筋コンクリート梁の有限要素法解析を行い、主筋とコンクリートの付着作用を表現するボンドリンクの剛性および耐力を4種類に変えて計算した結果、付着耐力の違いがせん断ひびわれ性状に大きく影響すると報告している。²⁵⁾

以上述べた既往の研究結果より、斜張力ひびわれの発生原因が主筋の付着作用にあることが明らかになったが、いずれも定性的な結論に終わっており斜張力ひびわれの発生機構を解明したとは言えない。そこで、斜張力ひびわれの発生機構と主筋の曲げ付着作用の因果関係をより詳しく知るために、第4章で詳しく述べる著者によって行われた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊実験の結果の一部を用いて、曲げ付着応力の変化と斜張力ひびわれの発生機構について考察を加え、斜張力ひびわれ耐力算定式を得る為の手がかりとする。

図3.10に寸法および配筋等を示した柱供試体は、片持梁形式で柱頭部に水平せん断力と軸力が加えられた。実験に関する詳細は、第4章を参照されたい。供試体主筋には、柱脚部A断面、そこから29cm上方のB断面位置において抵抗線ひずみ計が貼付されており、そこでの主筋引張力 T_A および T_B が計測された。代表的な2供試体に体する実測引張力差 $T_A - T_B$ を縦軸に、柱頭部水平たわみ δ_h を横軸に示したのが、

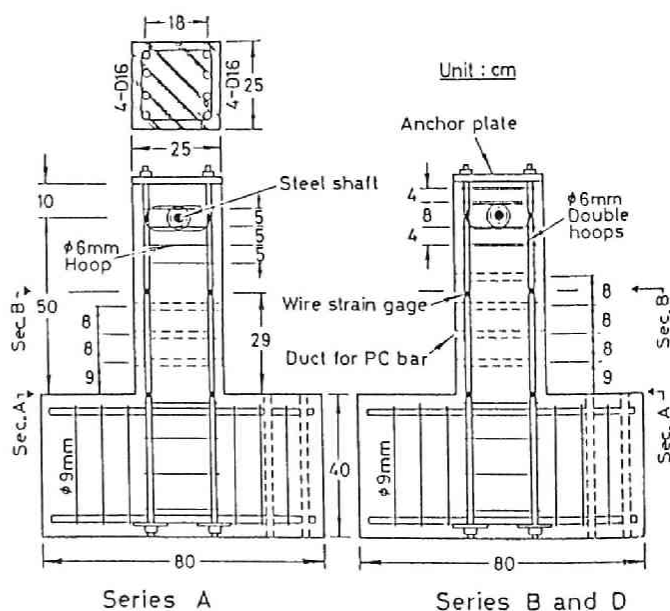


図3.10 片持梁式供試体

図3.11中の■印で表した曲線である。鉄筋引張力差 $T_A - T_B$ を生じる原因は、図3.12に示すような、曲げひびわれ間に形成されたコンクリート片持梁の抵抗と、斜張力ひびわれの発生後に生じるトラス機構である。そこで、コンクリート片持梁の抵抗すなわち、曲げ付着作用による鉄筋引張力変化のみを取り出す為に、図3.1

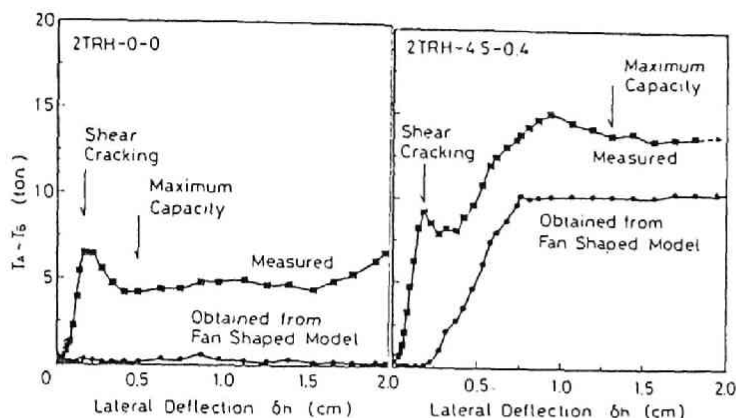


図3.11 AおよびB断面における鉄筋引張力差

2に示した扇形応力場によるトラス機構への依存分 $FAN(T_A - T_B)$ を実測されたせん断補強筋引張力に基づいて下式で求め、図3.11中に●印で示した。

$$FAN(T_A - T_B) = \sum_{i=1}^n \frac{T_{wi}}{\tan \theta_i} = \sum_{i=1}^n \frac{T_{wi} l_i}{d} \quad (3.17)$$

T_{wi} : i 番目のせん断補強筋引張力 l_i : 端部断面から i 番目のせん断補強筋までの距離
 d : 仮想トラスの上下弦材間距離

図3.11の2曲線より得られる引張力差を、AおよびB断面間距離 L と鉄筋周長和 $\Sigma \Psi$ で除することによりそこでの等価平均曲げ付着応力 τ_{eq} が得られる。

$$\tau_{eq} = \frac{EXP(T_A - T_B) - FAN(T_A - T_B)}{\Sigma \Psi \cdot L} \quad (3.18)$$

$EXP(T_A - T_B)$: 実測引張力差

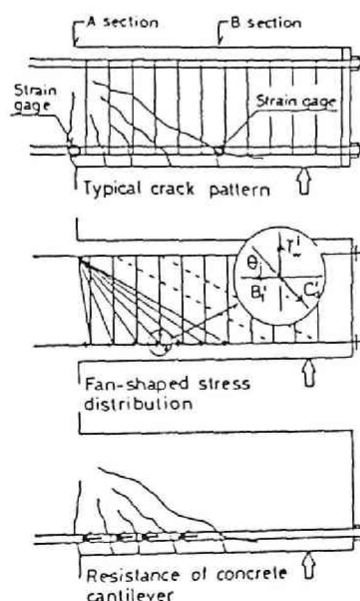


図3.12 内部機構の仮定

$\Sigma \Psi$: 鉄筋周長和 L: A
およびB断面間距離

得られた τ_{eq} と外力せん断力 Q との関係をもとめて図3.13に示した。図中に示した試験体名の最後に1/3もしくは0と記されているものは、断面軸力比 n_o ($n_o = \sigma_o / F_c$, σ_o は軸力のみによる断面重心軸位置コンクリート応力, F_c はコンクリート圧縮強度) が1/3もしくは0の試験体であり他はすべて $n_o = 1/6$ である。図3.13を用いて本章3節(i)で示した軸力の存在する部材に対する曲げ付着応力算定式(3.4)および(3.7)式の適合性を調べてみる。図3.13中には、2本の直線が示されているが、傾きの緩い方の直線が(3.4)式を表しており軸力の存在する場合の $Q - \tau_{eq}$ 初期曲線と良く一致している。曲げひびわれの発生により $Q - \tau_{eq}$ 曲線の勾配が徐々に変化し(3.7)式で与えられる勾配に一致する。以上よりこの $Q - \tau_{eq}$ 曲線を(3.4)および(3.7)式の

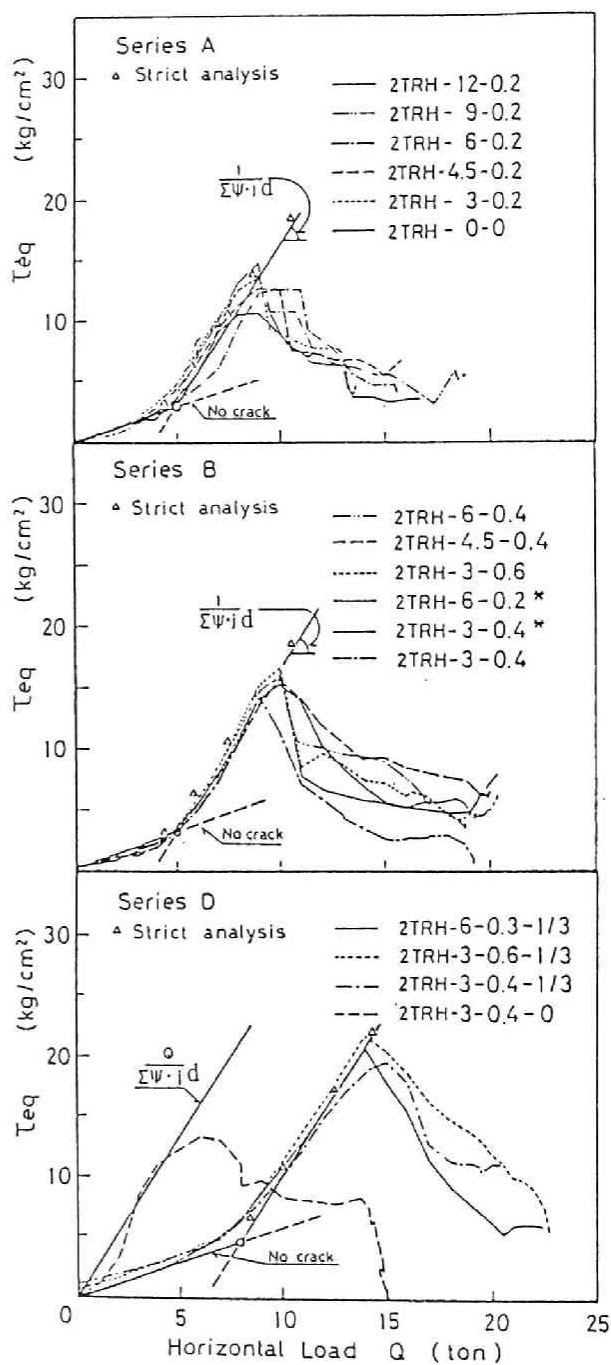


図3.13 $Q - \tau_{eq}$ 曲線

2本の直線で近似できることが明らかになった。2直線の交点は、軸力のみ状態で圧縮応力を受けていた柱脚部断面引張鉄筋の応力がせん断力の増大に伴って変化し、応力が0となった時のせん断力にほぼ一致することが実験より観察されたため、この時のせん断力 Q_0 により与えた。こうすることにより、軸力の無い梁の場合には、 $Q_0 = 0$ となり $Q - \tau_{eq}$ 曲線は、梁に対する常用の(3.1)式で与えられることとなる。一方、同図中 Δ 印で示した点は、(3.12)式により得られた曲げ付着応力の厳密解を示しているが、実験値および2本の直線による近似とも良く一致している。

さて、図3.13において $Q - \tau_{eq}$ 曲線は、 Q の増大に伴って単調に上昇していくが、ある点に達すると突然急激な低下を示す。これは τ_{eq} の算出過程から考えると、曲げひびわれ間に形成されたコンクリート片持梁の抵抗が何らかの原因で急減した為であり実験観察によると斜張力ひびわれの発生に対応している。

以上のように、斜張力ひびわれの発生と曲げ付着作用の因果関係が明らかになると同時に、軸力の存在する場合も含めて曲げ付着応力を求めることが可能になった。よって、これらの基本的な知見に基づいて、著者は次項に述べる斜張力ひびわれ耐力算定式を導いた。

(ii) 斜張力ひびわれ耐力算定式の誘導

図3.13に示した $Q - \tau_{eq}$ 曲線に基づいて、曲げ付着応力 τ_b と外力せん断力 Q の関係を図3.14に示すように2本の直線でモデル化する。図中 Q_0 はクリティカル断面(柱においては柱頭もしくは柱脚断面となる)における引張鉄筋力が0になる断面モーメントに対応するせん断力と仮定する。また Q_s は斜張力ひびわれ発生時せん断力である。ここで図3.3で示したような対称複筋柱断面を考えると Q_0 は下のごとくに与えられる。

$$Q_0 = \frac{M_0}{a} \quad (3.19)$$

$$M_0 = \frac{\sigma_o \cdot I_{eq}}{(d - 0.5h)} \quad (3.20)$$

$$\sigma_o = \frac{N}{A_{eq}} \quad A_{eq} = bh + 2(n-1)A_{st} \quad (3.21)$$

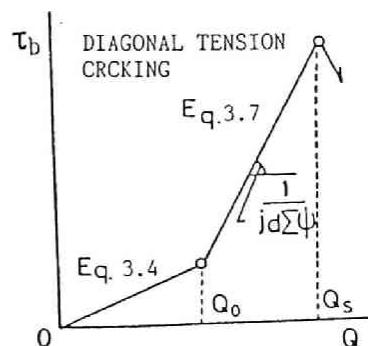


図3.14 $Q - \tau_b$ 関係のモデル

N: 軸圧縮力 A_{eq} : コンクリート等価断面積

結局 (3.4), (3.7) および (3.19) 式を用いて任意のせん断力 Q に対する曲げ付着応力は (3.22) 式で表すことができる。

$$\tau_b = \frac{d - 0.5}{I_{eq}} \cdot n \cdot A_{st} \cdot \frac{Q}{\Sigma \Psi} \quad 0 < Q \leq Q_0$$

$$\tau_b = \frac{d - 0.5}{I_{eq}} \cdot n \cdot A_{st} \cdot \frac{Q_0}{\Sigma \Psi} + \frac{1}{\Sigma \Psi} \cdot j d \cdot (Q - Q_0) \quad Q_0 < Q \quad (3.22)$$

前項で述べたように、 τ_b がある限界値に達すると斜張力ひびわれが発生する。そこで、この現象を Kani が斜張力破壊の説明に用いたのと同様の相隣り合う曲げひびわれ間に形成されるコンクリート片持梁の破壊により生じるものとし、以下に示す手順に従って斜張力ひびわれ耐力算定式を誘導した。

図 3.15 に上下対称配筋された柱の解析モデルを示す。同図中破線で示したコンクリート片持梁の破壊が斜張力ひびわれの発生に対応するものとする。コンクリート片持梁の先端部鉄筋位置に加わる集中荷重 F は、ここでの曲げ付着応力 τ_b と曲げひびわれ間隔 C_w を用いて (3.23) 式により与えられる。また、この時にコンクリート片持梁が破壊するという限界条件より (3.24) 式が得られる。

$$F = \tau_b \cdot C_w \cdot \Sigma \Psi \quad (3.23) \quad F_t = \frac{F \cdot S}{(b \cdot C_w^2 / 6)} \quad (3.24)$$

(3.23) および (3.24) 式より F を消去して、

$$\tau_b = \frac{b \cdot F_t \cdot C_w}{6 \cdot s \cdot \Sigma \Psi} \quad (3.25)$$

F_t : コンクリート

引張強度

s : コンクリート片

持梁有効長さ

一方、斜張力ひびわれは曲げひびわれの発生以後に発生するのであるから、その時の曲げ付着応力

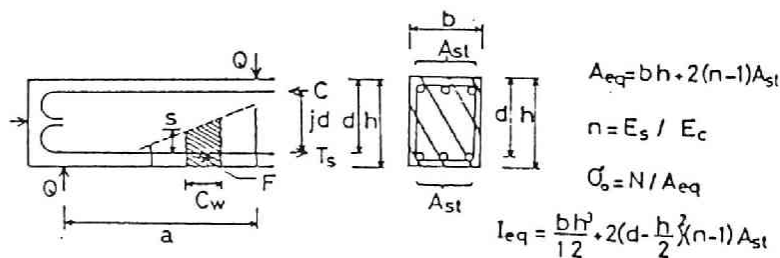


図 3.15 斜張力ひびわれ耐力算定式誘導における仮定

は、(3.22) 第2式のQにQ_sを代入すれば得られる。

$$\tau_b = \frac{d - 0.5 h}{I_{eq}} \cdot n \cdot A_{st} \cdot \frac{Q_o}{\Sigma \Psi} + \frac{1}{\Sigma \Psi} \cdot j_d \cdot (Q_s - Q_o) \quad (3.26)$$

(3.25) 式と (3.26) 式を等置することにより斜張力ひびわれ発生荷重算定式が下のごとくに得られる。

$$Q_s = \frac{F_t \cdot b \cdot C_w \cdot j_d}{6 \cdot s} + (1 - (d - 0.5h) \cdot n \cdot A_{st} \cdot \frac{j_d}{I_{eq}}) Q_o \quad (3.27)$$

(3.27) 式の誘導手順より当然のことながら、(3.27) 式で求まったQ_sの値を(3.26) 式に代入し得られた曲げ付着応力 τ_b が主筋の付着耐力を上回っている場合には(3.27) 式は斜張力ひびわれ発生荷重を与えない。この場合には、斜張力ひびわれを発生させる為に必要な曲げ付着作用が十分に生じない為に、(3.27) 式で得られた値よりもより大きな斜張力ひびわれ耐力を示すか、もしくは斜張力ひびわれが発生しないことになる。

さて、(3.27) 式によってQ_sを求める為にはC_w およびsの値を与えねばならない。曲げひびわれ間隔の算定式は種々あるが、コンクリート片持梁の有効長さを決定するのは極めて難しい。よって、このC_w とs/dの値の比C_w/(s/d) またはs/dの値を既往の実験結果に基づいて定めQ_s算定の為の実用式を得た。次項でその手順および実験結果との対応性について論じる。

(iii) 斜張力ひびわれ耐力の算定と既往の実験結果との比較

(3.27) 式を用いて、斜張力ひびわれ耐力を求める為にはひびわれ間隔C_w および斜張力ひびわれ発生の契機となるコンクリート片持梁の破壊時有効長さsを与えねばならない。(3.27) 式における応力中心距離比jを7/8と仮定し同式を書き直すと、

$$Q_s = \frac{7 \cdot F_t \cdot b}{48} \cdot (C_w / s/d) + (1 - (d - 0.5h) \cdot n \cdot A_{st} \cdot \frac{7 d}{8 I_{eq}}) \cdot Q_o \quad (3.28)$$

となる。そこで、Gergely and Lutzによる曲げひびわれ間隔算定式を用いて、Q_sの算定を試みた。

Gergely and Lutz Equation

$$C_w = 2.16 \sqrt[3]{d_c / A} / \left(1 + \frac{2 t_s}{3 h} \right) \quad (3.29)$$

d_c : 鉄筋中心迄の下方被り厚さ t_s : 鉄筋中心迄の側方被り厚さ b : 断面幅
 h : 断面全高さ n : 引張鉄筋本数

一方、 s の値に関しては、断面のスケールエフェクトを考慮して、 s / d の比率で与えることにした。 s / d 比を決める為に後述する計 381 体の柱実験資料のうち、せん断スパン有効高さ比 a / d が 1.5 より大きくかつ、斜張力ひびわれ耐力が資料中に明記されているものに対して (3.28) 式により求まる Q_s と Q_s^e の比が 1 となるよう s / d 比を選んだ。なお、その発生機構が同じと考えられる曲げせん断ひびわれ耐力 Q_{BS} に関しても参考の為に s / d 比を同様の手順で求めた。得られた結果は下のとうりである。(Q_s^e : 実測斜張力ひびわれ耐力)

曲げせん断ひびわれ耐力に対して $s / d = 0.15$
 斜張力ひびわれ耐力に対して $s / d = 0.12$ (3.30)

(3.29) および (3.30) 式で与えられた、 C_w および s の値を (3.28) 式へ代入し得られた曲げせん断ひびわれ耐力 Q_{BS} および斜張力ひびわれ耐力 Q_s と、実験資料におけるこれらの値 Q_{BS}^e および Q_s^e の比率を度数分布で示したのが図 3.16 である。

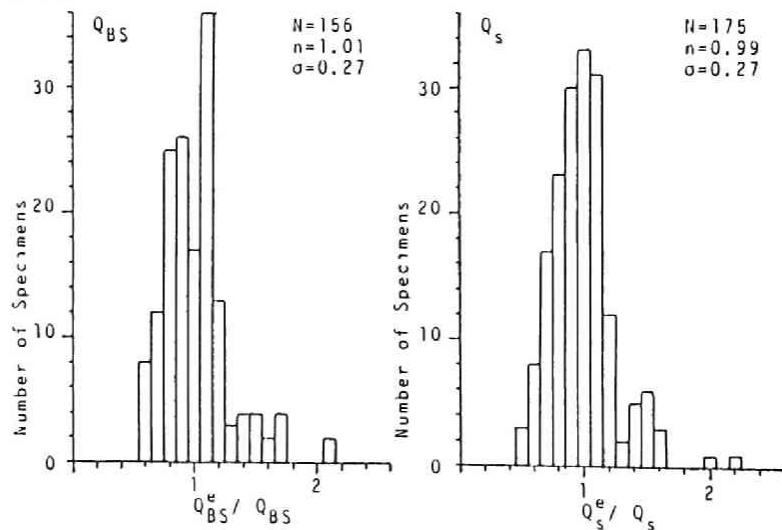


図 3.16 Gergely and Lutz 式に基づく曲げせん断および斜張力ひびわれ耐力の試算結果

曲げせん断ひびわれ耐力に関しては、中心値として 1.01, 標準偏差として 0.27 を。斜張力ひびわれ耐力に関しては、中心値として 0.99, 標準偏差として 0.27 を得た。しかし、この方法では C_w の計算が複雑であり適合性も良くないので、 C_w の算定がより簡単な森田式²⁸⁾を利用して、より適合性の良い曲げせん断ひびわれ耐力および斜張力ひびわれ耐力算定式を誘導することにした。

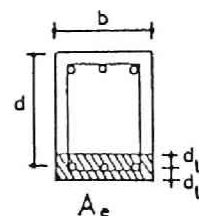
森田によると、曲げひびわれ間隔は $C_w = \alpha + \beta (A_e/m)$ の形で与えられ、一方、 s/d は無次元量であるので $(C_w/s/d)$ を下に示すように表現し、係数 k_1 および k_2 を実験結果の統計処理により求めることにした。ここで、 A_e は図 3.17

$$(C_w/s/d) = k_1 + k_2 \frac{A_e}{m} \quad (3.31)$$

に示す斜線部分の有効引張面積で m はそこに含まれる鉄筋本数である。 k_1 および k_2 を決定する為に用いた実験結果は、本論文の付録に参考資料としてまとめて添付³²⁾⁻⁴³⁾した計 381 体の試験体に対するもので主要パラメーターの範囲は次のとおりである。

(1) せん断スパン有効高さ比	a/d	$0.28 \leq a/d \leq 5.28$
(2) 軸応力比 (σ_o/F_c)	n_o	$-0.11 \leq n_o \leq 0.75$
(3) コンクリート圧縮強度	$F_c (\text{kgf/cm}^2)$	$12.4 \leq F_c \leq 42.3$
(4) 引張鉄筋比 ($A_{st}/b \cdot d$)	$p_t (\%)$	$0 \leq p_t \leq 5.55$
(5) せん断補強筋比	$p_w (\%)$	$0 \leq p_w \leq 2.44$
(6) 断面の総面積 ($b \cdot h$)	$A_g (\text{cm}^2)$	$128 \leq A_g \leq 2500$
(7) せん断補強筋降伏強度	$wfy (\text{kgf/cm}^2)$	$2400 \leq wfy \leq 13900$
(8) 主筋降伏強度	$sfy (\text{kgf/cm}^2)$	$2800 \leq sfy \leq 4991$

この変数範囲のうち、(3.28) 式が適用できるのは、 $n_o \geq 0$ およびせん断スパン有効高さ比 a/d が 1.5 以上の試験体のみである。計 381 体の試験体の内、上記の条件を満足し、かつ曲げせん断ひびわれ耐力および斜張力ひびわれ耐力の明示されているものに対して回帰分析を行い、 k_1 および k_2 を下の通りに決定した。



曲げせん断ひびわれ耐力 Q_{BS} に対して、

$$k_1 = 65.7, \quad k_2 = 0.207$$

図 3.17 有効引張断面積

斜張力ひびわれ耐力に対して,

$$k_1 = 62.5$$

$$k_2 = 0.491$$

$$(3.32)$$

(3.32) 式の値を用いて, (3.28) および (3.31) 式より,

$$Q_{BS} = (9.58 + 0.0302 \frac{A_e}{m}) \cdot F_t \cdot b + (1 - (d-0.5h)nA_{st} \frac{7d}{8I_{eq}}) Q_o \quad (3.33)$$

$$Q_s = (9.11 + 0.0716 \frac{A_e}{m}) \cdot F_t \cdot b + (1 - (d-0.5h)nA_{st} \frac{7d}{8I_{eq}}) Q_o \quad (3.34)$$

が曲げせん断ひびわれ耐力および斜張力ひびわれ耐力算定式として得られた。

(3.33) および (3.34) 式で算出された Q_{BS} および Q_s の値と, それに対応する実験値 Q_{BS}^e および Q_s^e の比率を図 3.18 (a) および (b) に示した。両方のひびわれに対して, 中心値と標準偏差は, 1.00 と 0.21 および 1.00 と 0.24 であった。

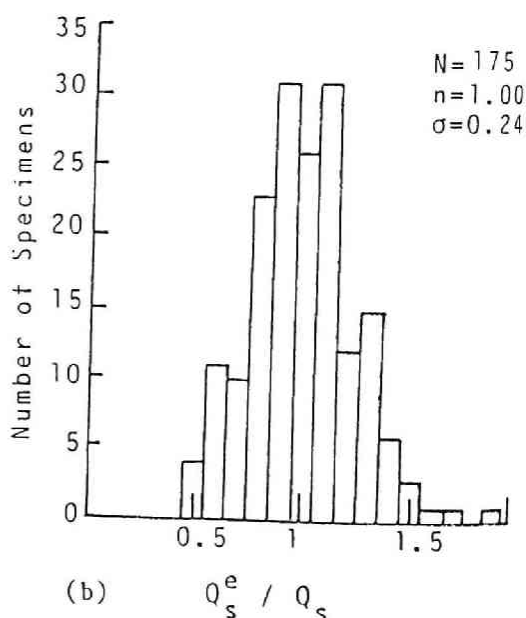
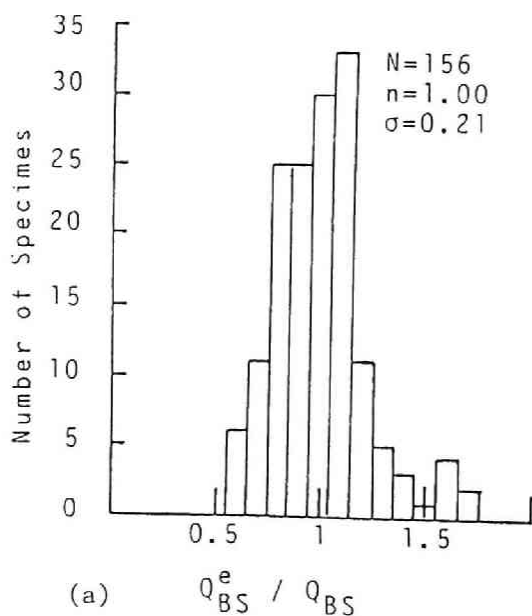


図 3.18 曲げせん断ひびわれ耐力および斜張力ひびわれ耐力算定式と実験値の比較

以上のように、曲げ付着応力算定式を用いて、曲げせん断ひびわれ耐力および斜張力ひびわれ耐力算定式を誘導したが、他の研究者による提案式と比較する為に、軸力の存在する場合に対して適用できる Mattock 式および 北大式を用いて、同じ資料に対して数値計算を行った。なお、Mattock 式、北大式は下に示すとおりである。

Mattock式²⁹⁾

$$Q_s = \left(1.75 - \frac{0.036}{n \cdot p_t} + 4.0 \cdot n \cdot p_t \right) 0.265 \cdot b d F_c + \frac{M_{cr}}{M/Q - 0.5d} \quad (3.35)$$

$$M_{cr} = I_{eq} \cdot (1.59 F_t + \sigma_o) \quad (3.36)$$

n : 弾性係数比 p_t : 引張鉄筋比 (A_{st}/bd) σ_o : コンクリート軸応力

y : 断面中心より引張鉄筋迄の距離

北大式³⁰⁾

$$Q_s = (1 + \sigma_o / 150) \cdot OA Q_c \quad (3.37)$$

$$OA Q_c = \frac{0.085 \cdot k_c \cdot (F_c + 500)}{M / (Q \cdot d) + 1.7} b d \quad (3.38)$$

$OA Q_c$: 梁のせん断ひびわれ耐力³¹⁾ k_c : 部材断面高さで決まる定数

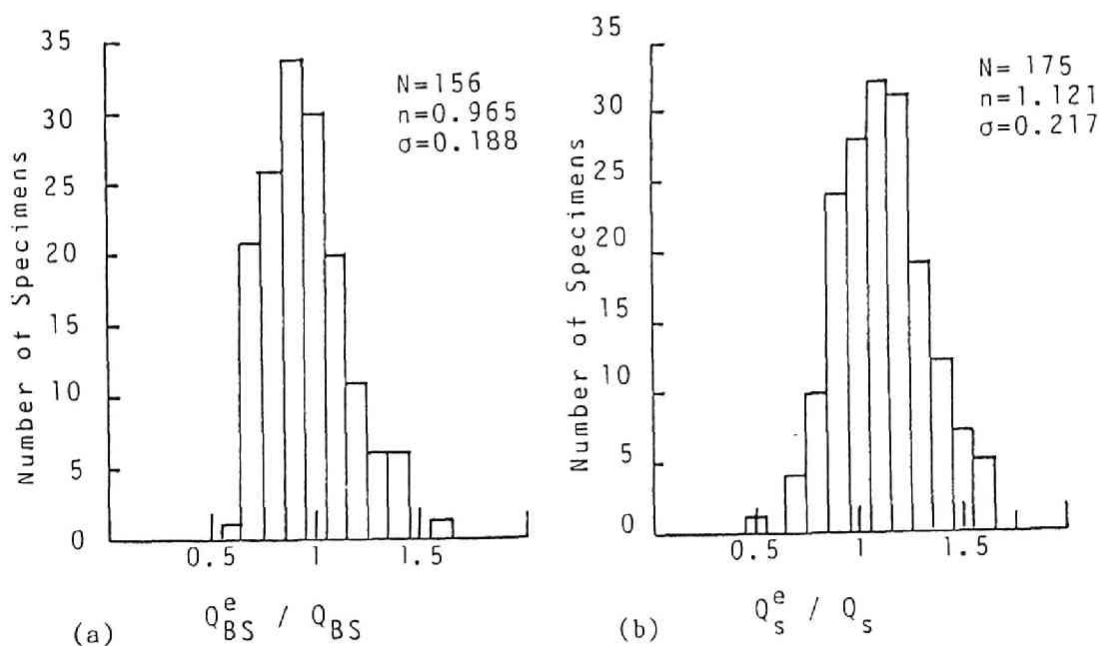


図 3. 19 Mattock 式による数値計算結果

図3.19 (a)および(b)に Mattock式による計算結果を、図3.20 (a)および(b)に北大式による計算結果を示した。Mattock式および北大式ともに斜張力ひびわれの発生に対するものであるが、参考の為、曲げせん断ひびわれに対する適合性も同時に調査した。図3.18～図3.20の度数分布図には、正規分布を仮定して、中心値 n 、標準偏差 σ およびサンプル数 N が記されている。表3.1にこれらの結果をまとめて示した。表中には、本研究の対象が鉄筋コンクリート柱であることを考慮して圧縮軸力の加えられている柱のみに対する結果を別に示してある。

以上、曲げ付着応力に基づいて、斜張力ひびわれ発生荷重算定式を誘導し実験資料と比較した結果良い一致を見た。また、Mattock式および北大式と比較した結果、著者の算定式が必ずしも精度的に優れているとは結論出来ないが、Mattock式および北大式が実験式であるのに対して、著者の算定式が曲げ付着応力に基づいて導きだされたものである点に特長がある。特に、既往のいかなる算定式においても明解にされていなかった、主筋の付着性能と斜張力ひびわれ発生機構の因果関係を明解にした点が本提案式における最大の特長といえよう。

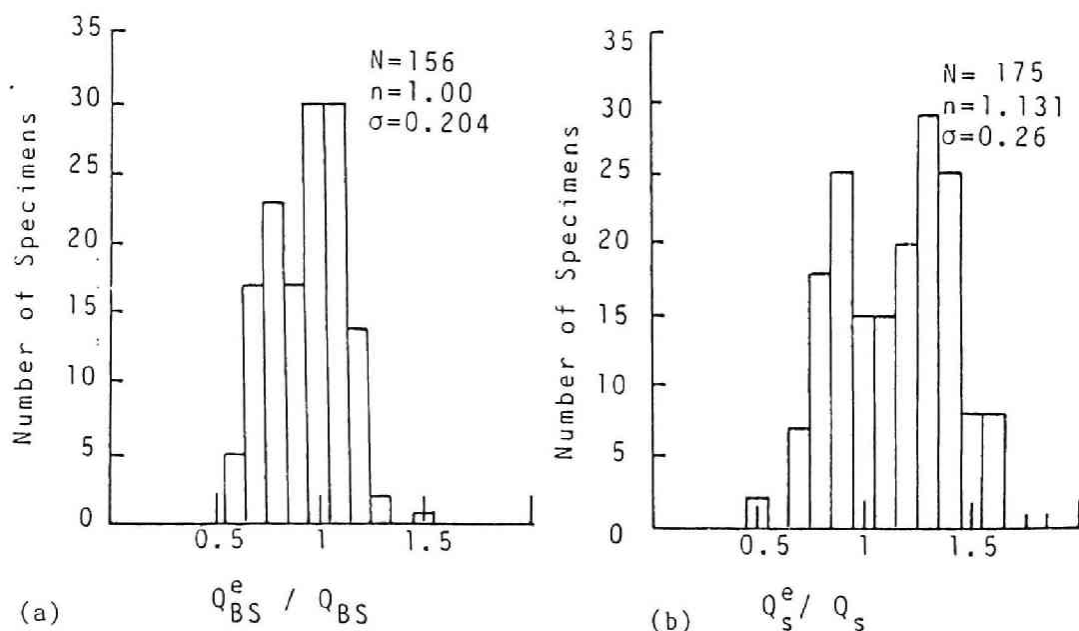


図3.20 北大式による数値計算結果

表 3 . 1 せん断ひびわれ荷重推定式の精度（実験値と各算定式による計算値
との比に対する中心値，標準偏差および変動係数）

ひびわれ種別	部材	諸値	北大式	Mattock式	著者式
F S C (曲げせん断)	柱 ， 梁	資料数	1 5 6	1 5 6	1 5 6
		中心値	1 . 0 0 0	0 . 9 6 5	1 . 0 0 0
		標準偏差	0 . 2 0 4	0 . 1 8 8	0 . 2 1 0
		変動係数	0 . 2 0 4	0 . 1 9 5	0 . 2 1 0
	柱	資料数	1 5 3	1 5 3	1 5 3
		中心値	1 . 0 0 0	0 . 9 4 0	0 . 9 8 6
		標準偏差	0 . 2 0 5	0 . 1 8 3	0 . 2 0 3
		変動係数	0 . 2 0 5	0 . 1 9 5	0 . 2 0 6
D T C (斜張力)	柱 ， 梁	資料数	1 7 5	1 7 5	1 7 5
		中心値	1 . 1 3 1	1 . 1 2 1	1 . 0 0 0
		標準偏差	0 . 2 6 0	0 . 2 1 7	0 . 2 4 0
		変動係数	0 . 2 3 0	0 . 1 9 4	0 . 2 4 0
	柱	資料数	1 6 4	1 6 4	1 6 4
		中心値	1 . 1 5 4	1 . 1 0 1	1 . 0 0 8
		標準偏差	0 . 2 5 1	0 . 2 1 3	0 . 2 2 5
		変動係数	0 . 2 1 8	0 . 1 9 3	0 . 2 2 3

せん断スパン有効高さ比が1.5以上の鉄筋コンクリート柱に対しては以上のように、曲げ付着応力に基づいて斜張力ひびわれ荷重算定式を得た。そこで、参考の為に、せん断スパン有効高さ比が1.5より小さい場合について考えてみる。この場合せん断ひびわれは、柱長さの中央部の腹部に生じその時の荷重は軸方向コンクリート圧縮応力 σ_o とせん断応力 τ_s の複合応力下で引張主応力 σ_1 がコンクリート引張強度に達するという簡単な条件により、以下の簡単な手順で求められる。

$$\sigma_1 = \sqrt{\frac{1}{4} \sigma_o^2 + \tau_s^2} - \frac{1}{2} \sigma_o \quad (3.39)$$

$\sigma_1 = F_t$ および $\tau_s = 3 Q_s / 2 b h$ の条件を、
(3.39) 式に代入すれば、 Q_s は (3.40) 式のごとくにえられる。

$$Q_s = \frac{2}{3} b \cdot h \cdot \sqrt{F_t (F_t + \sigma_o)} \quad (3.40)$$

先に用いた381体の柱実験資料のうち、せん断スパン有効高さ比が1.5未満の138体に対して、(3.40)式の適合性を調査した結果図3.21に示す実験値と計算値との比率に対する度数分布図を得た。図より明らかなように実験値と計算値とはよく一致しており、このような極短柱に対しては(3.40)式により十分な精度でせん断ひびわれ耐力を推定できるものと言える。

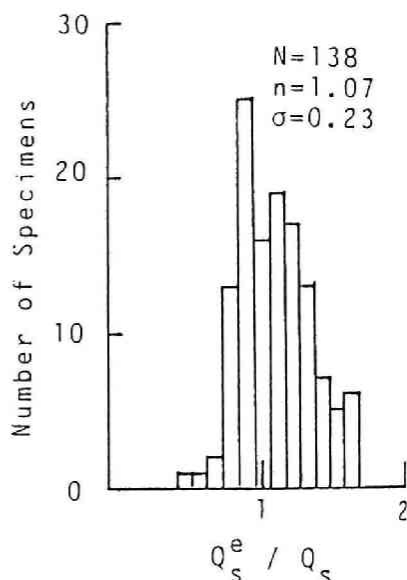


図3.21 極短柱に対する
(3.40)式の
適合性

3.5 付着割裂ひびわれの発生機構

付着割裂ひびわれは、斜張力ひびわれの発生時もしくは発生後に斜張力ひびわれ終端部引張主筋位置より外の反曲点側に生じるものである。鉄筋コンクリート柱における付着割裂ひびわれの発生は、六車・富永等によって以前に報告されていたが、繰返しせん断力下での挙動が調査（たとえば、建設省による短柱の崩壊防止に関する総合研究）されるようになってにわかに注目された。その発生原因は、斜張力ひびわれの発生による引張鉄筋力の急増による異形鉄筋節のウェッジ作用と、同じく引張鉄筋のダウエル作用である。図3.22にその発生機構と形状を示した。付着割裂ひびわれ発生荷重を理論的に求めることは、そこでの応力状態の複雑さの故に極め

て困難である。

45)
広沢は付着割裂ひびわれが発生する局所でのコンクリートの応力状態を、曲げモーメントおよびせん断力による曲げ応力およびせん断応力に、曲げ付着応力の分力としての割裂応力を組み合わせて、下に示す付着割裂ひびわれ荷重算定式を得た。

$$c_{BO1}^Q = \frac{-B + \sqrt{B^2 + 4A^2(1 + \sigma_o/\sigma_t)}}{2A^2} \quad (3.41)$$

$$A = \frac{1}{2bn_j} + \frac{6(Dd_t - d_t^2)}{\phi b D^3}, \quad B = \frac{M/Q - d}{Z_e}$$

σ_t : コンクリート引張強度 σ_o : 軸力による圧縮応力 b : 断面幅 d : 有効高さ

b' : $8\sqrt{d_t} - \phi_o$ または $b/n' - \phi_o$ の小さい方

$\phi' = I_e / I$ $Z_e = I_e / (D/2 - d_t)$

ϕ_o, n' : 主筋径とその本数 d_t : 主筋中心

までの被り厚さ I_e : 鉄筋を考慮した断面 2 次モーメント D : 断面前高さ

$I = b D^3 / 12$

さらに広沢は実験結果との比較より曲げ応力を弾性と仮定したこと⁴⁶⁾に疑問を持ち、(3.41) 式を統計処理によって修正し下に示す実験式を得た。実験式中の諸係数は回帰分析により決定された最適値である。

$$c_{BO1}^Q = (\sqrt{H^2 + 4I} - H) b' \cdot D \cdot F_t \quad (3.42)$$

$$H = 10.5 X_1 b'_1 d_1 / c, \quad I = (1 + \sigma_{o1}) / c, \quad c = 1 + 10.5 d_{t1} b'_1 d_1$$

$$X_1 = 0.245 (M/QD)^{1.08} ((F_t + \sigma_o) F_t)^{0.86}, \quad d_1 = d/D, \quad d_{t1} = d_t/D$$

$$b'_1 = b'/b, \quad \sigma_{o1} = \sigma_o / F_t$$

(3.42) 式の精度を調査する為に、広沢は独自に収集した 166 体の実験資料に対して計算値と実験値の比率を計算した。その結果中心値として 1.03、標準偏差として 0.22 を得かなりの精度で付着割裂ひびわれ発生荷重を推定しうることを示した。付着割裂ひびわれは、その発生機構が複雑な為に物理現象と対応した算定

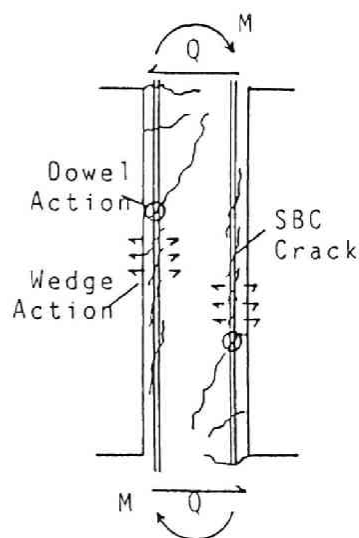
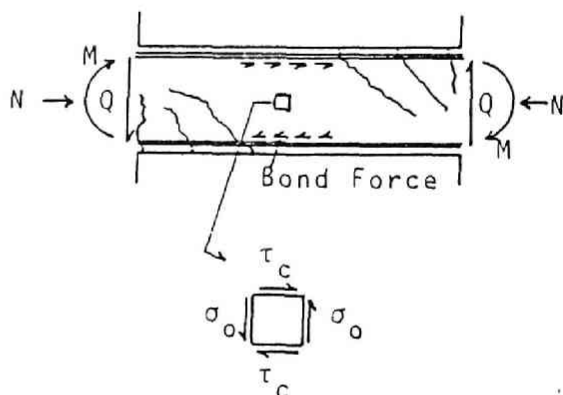


図 3.22 付着割裂ひびわれ発生機構

式を導くのが困難であり，ここで紹介した広沢式以外には適切な算定式が無い。

3.6 2次的斜張力ひびわれの発生機構

2次的斜張力ひびわれは，斜張力ひびわれの発生した後に，柱頭柱脚間の中央部腹部に生じるものである。ここでは，その発生原因を，主筋の柱中央部における付着作用によってコンクリートに生じるせん断応力に帰せしめ，柱頭および柱脚部断面のコンクリート圧縮域間を直接流れる斜め圧縮力の割り裂き作用を無視し，図3.23に示す状態を仮定した。柱中央部における主筋付着応力を τ_b ，その結果コンクリートに生じるせん断応力を， τ_s とすると，



$$\tau_s = \Sigma \Psi \tau_b / b \quad (3.43)$$

となる。 τ_s と柱軸力によるコンクリート複合応力状態を図中に示したが，引張主応力 σ_1 は先の(3.39)式で得られる。よって，(3.43)式を(3.39)式に代入し， $\sigma_1 = F_t$ とおくことにより(3.44)式が得らる。

図3.23 2次的斜張力ひびわれの発生機構

$$\tau_b = \frac{b}{\Sigma \Psi} \sqrt{F_t (F_t + \sigma_o)} \quad (3.44)$$

すなわち，そこでの主筋付着耐力 τ_u が τ_b よりも大きければ2次的斜張力ひびわれ発生の可能性があり，もし逆であれば2次的斜張力ひびわれは発生しない。よって，2次的斜張力ひびわれの発生に対する判別式は下のようになる。

$$\begin{aligned} \tau_u &\geq \frac{b}{\Sigma \Psi} \sqrt{F_t (F_t + \sigma_o)} && \text{SDCひびわれ発生可能} \\ \tau_u &< \frac{b}{\Sigma \Psi} \sqrt{F_t (F_t + \sigma_o)} && \text{SDCひびわれ発生せず} \end{aligned} \quad (3.45)$$

3.7 第3章のまとめ

本章においては、鉄筋コンクリート柱がせん断破壊に至る過程での極めて重要な限界点である、斜張力ひびわれの発生に焦点をあてて幾つかの結論を得た。以下、各節ごとにまとめて述べる。

第2節においては、鉄筋コンクリート柱に生じるせん断ひびわれをその発生原因及び外觀に基づいて、曲げせん断ひびわれ、斜張力ひびわれ、付着割裂ひびわれおよび2次的斜張力ひびわれに分類した。

第3節においては、従来より混同されがちであった主筋の付着作用を、部材の耐荷挙動におよぼす影響に基づいて、曲げ付着作用、伝達付着作用および定着付着作用に分類した。このうち曲げ付着作用は、せん断ひびわれのうちで最も重要な斜張力ひびわれの発生原因となっている為、任意の外力せん断力 Q に対して曲げ付着応力を求める必要がある。よって著者は、軸力の存在する柱に適用できる曲げ付着応力算定式として下式を誘導した。

$$\text{曲げひびわれの無い状態} \quad \tau_b = \frac{Q}{\Sigma \Psi} \left(d - \frac{h}{2} \right) \cdot n \cdot A_{st} \cdot \frac{1}{I_{eq}} \quad (3.46)$$

$$\text{曲げひびわれのある状態} \quad \Delta \tau = \frac{\Delta Q}{jd \cdot \Sigma \Psi} \quad (3.47)$$

τ_b : 曲げ付着応力 Q : 外力せん断力 $\Sigma \Psi$: 鉄筋周長和 h : 断面前高さ

d : 断面有効高さ n : 弾性係数比 (E_s / E_c) A_{st} : 鉄筋断面積 I_{eq} : コンクリートに換算した全断面有効時における断面2次モーメント jd : 応力中心距離

第4節においては、斜張力ひびわれの発生と曲げ付着応力との因果関係を明らかにし、斜張力ひびわれ耐力算定式および参考として曲げせん断ひびわれ耐力算定式を誘導した。先ず始めに、曲げ付着応力を求める(3.46)および(3.47)式を著者の行った鉄筋コンクリート柱のせん断破壊実験より得られた曲げ付着応力実測値と比較し、両式の妥当性を示した。さらに、曲げひびわれ発生前と後に対して下に示す曲げ付着応力算定式を示した。

$$\tau_b = \begin{cases} \frac{d - 0.5}{I_{eq}} \cdot n \cdot A_{st} \cdot \frac{Q}{\Sigma \Psi} & 0 < Q \leq Q_0 \\ \frac{d - 0.5}{I_{eq}} \cdot n \cdot A_{st} \cdot \frac{Q_0}{\Sigma \Psi} + \frac{1}{\Sigma \Psi \cdot jd} (Q - Q_0) & Q_0 < Q \end{cases} \quad (3.48)$$

ここで Q_o は、クリティカル断面の鉄筋応力が0になる時のモーメントに対応したせん断力であり、軸力の無い場合には $Q_o = 0$ となることより(3.48)式は従来の梁に対する付着応力算定式と一致する。次に、曲げひびわれ間に形成されたコンクリート片持梁の破壊を斜張力ひびわれの発生原因と考え、このコンクリート片持梁の破壊を引き起こす外力を(3.48)第2式で示した付着応力で与え、また曲げひびわれ間隔を森田式で与えることにより斜張力ひびわれ耐力算定式を得た。同時に、曲げせん断ひびわれの発生機構も斜張力ひびわれの発生機構に類似と考え、それに対する耐力算定式を得た。得られた算定式を下に示す。

曲げせん断ひびわれ耐力

$$Q_{BS} = (9.58 + 0.0302 \frac{A_e}{m}) \cdot F_t \cdot b + (1 - (d-0.5h)nA_{st} \frac{7d}{8I_{eq}}) Q_o \quad (3.49)$$

斜張力ひびわれ耐力

$$Q_s = (9.11 + 0.0716 \frac{A_e}{m}) \cdot F_t \cdot b + (1 - (d-0.5h)nA_{st} \frac{7d}{8I_{eq}}) Q_o \quad (3.50)$$

Q_{BS} : 曲げせん断ひびわれ耐力 Q_s : 斜張力ひびわれ耐力 A_e : 引張鉄筋周辺の有効コンクリート断面積(図3.17) m : 引張鉄筋本数 F_t : コンクリート引張強度 b : 断面幅 d : 断面有効高さ h : 断面全高さ n : 弾性係数比 A_{st} : 引張鉄筋断面積 I_{eq} : 等価断面2次モーメント Q_o : クリティカル断面鉄筋応力が0となる時のせん断力

算定式誘導の過程より、(3.49)および(3.50)式より得られた Q_{BS} および Q_s の値を(3.48)第2式へ代入して得られる曲げ付着応力 τ_b が、主筋の付着耐力を上回る場合にはこの2式は適用出来ず、曲げせん断ひびわれ耐力および斜張力ひびわれ耐力はより大きくなるか、それらせん断ひびわれが発生しないことになる。

第5節においては、付着割裂ひびわれの発生機構について考察し、既往の実験式として広沢式を紹介した。この付着割裂ひびわれ発生以後、ぜい性的な付着割裂せん断破壊を引き起こす場合も多く、今後の研究課題である。

第6節においては、斜張力ひびわれが発生して後に生じる2次的斜張力ひびわれについて述べた。このひびわれは、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊機構に直接影響を及ぼすものではない。ここでは、柱中央部腹部における複合応力状態を柱軸力と主筋からの付着力で表し、その発生の有無と、主筋の付着耐力との関係を下のよう

判別式で示した。

$$\begin{aligned} \tau_u &\geq \frac{b}{\Sigma \Psi} \cdot \sqrt{F_t \cdot (F_t + \sigma_o)} && \text{発生可能} \\ \tau_u &< \frac{b}{\Sigma \Psi} \cdot \sqrt{F_t \cdot (F_t + \sigma_o)} && \text{発生せず} \end{aligned} \quad (3.51)$$

τ_u : 主筋付着耐力 F_t : コンクリート引張強度 σ_o : 軸力載荷時コンクリート
圧縮応力

第4章 セン断補強筋の補強効果

4.1 序論

セン断補強筋の役割は、斜張力ひびわれの発生時において、コンクリートより解放される引張力を肩代わりし、新たな内部セン断抵抗機構を形成しセン断力に抵抗することである。セン断補強筋の補強効果は、通常トラス機構によって表現されているが、第2章第4節で述べたように鉄筋コンクリート柱の場合には、トラス機構を仮定するのが必ずしも適切とは言えない。むしろ、柱頭部および柱脚部に生じる斜張力ひびわれを横拘束し、ひびわれの進展とひびわれ幅の拡大を阻止するものと考えerほうが適切であろう。

このように、セン断補強筋を斜張力ひびわれに対する横拘束筋という立場からみると、その降伏が柱のセン断抵抗機構において重大な意味を持つ。すなわち、セン断補強筋が降伏するとそれ以後における横拘束力が増大せず、ひびわれの進展とひびわれ幅の拡大を阻止できなくなり結果として柱がセン断破壊に至る。そこで、本章においては、セン断補強筋を斜張力ひびわれに対する横拘束筋と考え、その補強効果を明らかにする為に外部セン断補強法を用いた模擬試験法を考案し鉄筋コンクリート柱のセン断破壊実験を行った。この試験法は、外部セン断補強法により、セン断補強筋の面積比 p_w を自由に選択しかつ、その降伏現象も自由に模擬できる為、極めて広範囲の p_w および wfy (セン断補強筋降伏強度) に対する模擬試験が可能である。本研究においては、 $p_w = 0 \sim 0.6\%$ 、 $wfy = 3000 \sim 12000 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲に対して実験を行い、セン断補強筋の補強効果をその降伏時で頭打ちと仮定し補強効果算定式を、 p_w と wfy の積 $p_w \cdot wfy$ により表した。さらに、得られた補強効果式は、斜張力ひびわれ発生時以後の耐力上昇に対応するものであるから、第3章で得られた斜張力ひびわれ耐力算定式と加え合わせることにより、鉄筋コンクリート柱のセン断耐力算定式を誘導した。なお、このセン断耐力算定式は、セン断補強筋の降伏時で与えられており降伏以後の耐力上昇を無視している為、実験結果との比較においては下限を包絡する形となる。さて、ここで考えている柱の破壊形式は、斜張力ひびわれの発生以後セン断補強筋が降伏し、最終的にはクリティカル断面における圧縮域コンクリートが圧壊するものであり、この破壊に至る過程において、他の要因、たとえば主筋の付着もしくは定着破壊に起因するセン断破壊が生じてはいけない。その場合には異なった破壊理論を適用する必要がある。よって、本章における実験に用いられた柱試験体においては、これらの破壊が生じないように、柱主筋は柱頭および柱脚部において完全に定着されている。

4.2 模擬試験法による柱のせん断破壊実験

第3章において斜張力ひびわれ耐力算定式を導いた。この斜張力ひびわれの発生によって新たに形成される耐荷機構において、せん断補強筋が効果を発揮するわけであり、せん断補強筋の効果は通常トラス機構によって表現されているが、その耐荷機構にせん断補強筋比およびその降伏強度がどのような影響を及ぼすかについては、不明確な点が多い。そこで著者は、せん断補強効果を的確かつ確実に把握するために、その比率と降伏強度を自由に選択しうる新模擬試験法を用いて柱のせん断破壊実験を行った。ただし、ここでは図4.1に示すように、斜張力ひびわれの発生後せん断補強筋が降伏し最終的にはクリティカル断面において圧縮域コンクリートが圧壊するというせん断破壊形式のみを対象としており、他の破壊形式、例えば主筋の付着作用の喪失によって生じる付着割裂せん断破壊等は考慮しない。よって、実験に用いた試験体においても主筋端部は完全に定着されている。なお、上で述べた付着割裂せん断破壊に関しては第5章で詳しく述べる。

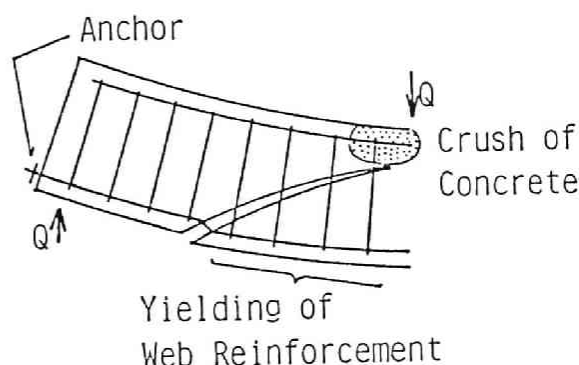


図4.1 破壊形式の仮定

(i) せん断補強効果のモデル化

せん断補強筋を、斜張力ひびわれを拘束する横拘束筋と考えた外部せん断補強法を用いる為に、以下に述べるようなせん断補強効果のモデル化を行った。せん断補強筋の第一義的な役割は、斜張力ひびわれの発生により解放されたコンクリート引張力を負担し、斜張力ひびわれを横方向に拘束することである。そこで、図4.2に示すように柱軸に直角で外力せん断力の作用方向の変形のみを考慮して、せん断補強効果をモデル化した。なお、せん断補強筋の周辺コンクリートに対する付着作用による引張硬化(Tension Stiffening) およびダウエル作用は無視した。

図4.2は、斜張力ひびわれを含んで、柱を材軸方向長さ l_d で切断したものである。柱軸方向長さ l_d に含まれるせん断補強筋の引張力 F_e は、せん断補強筋が弾性域にある時には(4.1)式で、降伏域にある時には(4.2)式で表すことが

できる。

$$(弾性) \quad F_1 = S_1 \cdot w \cdot l_d$$

$$S_1 = p_w \cdot b \cdot E_s / l_h \quad (4.1)$$

(降伏)

$$F_1 = p_w \cdot b \cdot l_d \cdot w f_y \quad (4.2)$$

S_1 : 横拘束剛性 w : 柱軸と直交方向の斜張力ひびわれ幅 l_d : 柱軸方向長さ E_s : 鉄筋弾性係数
 b : 断面幅 l_h : せん断補強筋支持点間距離 $p_w, w f_y$: せん断補強筋比と降伏強度

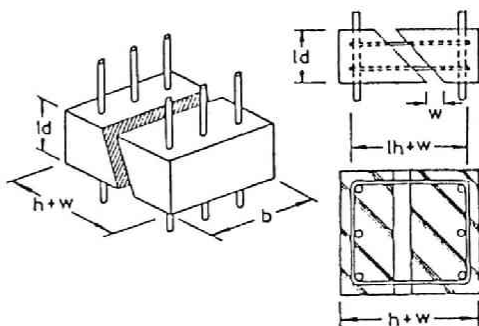


図4.2 せん断補強効果のモデル化

すなわち、せん断補強筋が降伏する迄は(4.1)式を、降伏以後は(4.2)式を満足するように随時調整可能な外部せん断補強法を用いれば、同一の試験体を用いて、広範な p_w および $w f_y$ の組み合わせに対して、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊実験が可能となる。この目的の為に、著者の考案した外部せん断補強の方法は、次のとおりである。

(ii) 模擬せん断補強の方法

本実験で用いた模擬外部せん断補強の方法は、著者によって考案された初期のものに種々の改良を加えて最終的には、図4.3に示すものになった。柱軸と直交方向のせん断ひびわれ幅 w_p は左右の2個の変位変換器で、外部拘束力 F_p はプレストレストコンクリート用棒鋼(以下PC鋼棒)によりナイフエッジと耐圧板を介して試験体側面に加えられその値はロードセルによって検出された。柱軸方向単位長さに対する横拘束剛性の実測値 S_1^e は、下式で与えられる。

$$S_1^e = F_p / (w_p \cdot l_d) \quad (4.3)$$

l_d : 一本の外部せん断補強筋の支配領域

(4.3) および (4.1) 式で与えられる S_1^e と S_1 が等しくなるように、降伏張力に達して後は降伏張力を保つように、外部拘束用PC鋼棒の端部定着ナットを回転させた。この定着ナットと荷重分散ブロックの間には、定着ナットの回転を容易な

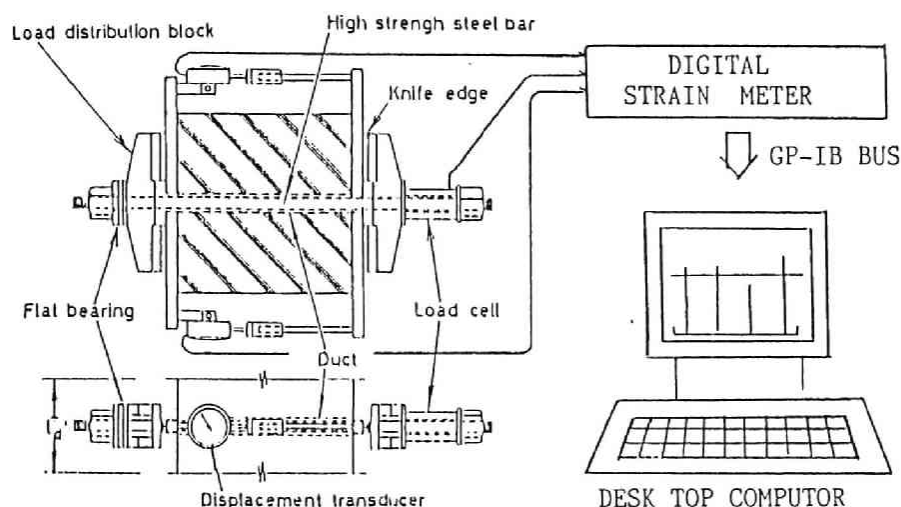


図4.3 外部模擬せん断補強の方法とPC鋼棒張力および横拘束剛性の監視

らしめる為のフラットベアリングがはさまれている。このPC鋼棒張力 F_p の調整手順は複雑な為、図4.3に示したように、柱軸と直角方向のせん断ひびわれ幅 w_p およびPC鋼棒張力 F_p を、ロードセルおよび電気式変位変換器とデジタルひずみ計を用いてデジタル量に変換し、これを計測処理用コンピュータに転送し、設定条件が満足されているかどうかを、コンピュータグラフィックスを用いて監視した。この模擬外部せん断補強によれば、せん断補強筋が降伏する以前、すなわち弾性的横拘束の状態はもとより、その降伏により横拘束力が増加する状態迄を自由に模擬出来る。よって、実験において設定出来るせん断補強筋比 p_w とその降伏強度 w_{fy} の範囲が、材料の入手の可否によって制限されることがなく、本実験においては、 $p_w = 0 \sim 0.6\%$ 、 $w_{fy} = 3000 \sim 12000 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲に設定された。

(iii) 供試体と試験方法

試験に用いられた供試体は、先に述べたように主筋の伝達付着破壊を防止し、斜張力ひびわれに対するせん断補強筋の横拘束効果のみを把握する為に、主筋端部を完全に定着した片持梁形式とした。その配筋および寸法を図4.4に示した。供試体の種別はAシリーズ用およびB、Dシリーズ用の2種類で、図に示したとおり外部せん断補強の数が前者では3箇所であるのに対して後者では4箇所である。柱頭部加力点は、外力せん断力がせん断応力として断面に分散されるように、鋼製パイプとそ

の周りに配置したせん断力分配筋からなる特殊な物とした。使用したコンクリートは、 $W/C = 68\%$ の普通コンクリートで柱せん断試験時に於る圧縮強度 F_c および割裂引張強度 F_t はそれぞれ $23.4 \text{ kgf/cm}^2 \sim 24.2 \text{ kgf/cm}^2$ および $2.3 \sim 2.6.4 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲であった。軸方向鉄筋として用いた径 16 mm 異形鉄筋はすべて同一ロットのもので降伏強度 f_y は 49.90 kgf/cm^2 であった。

本実験は、A、B および D の 3 シリーズ計 15 体の供試体から成り立っており、各シリーズごとの実験目的を以下に述べる。

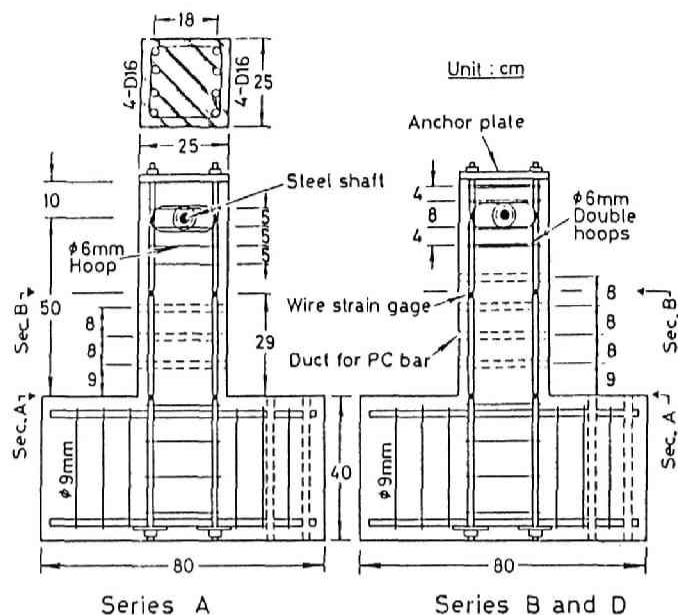


図 4.4 片持梁式柱供試体

表 4.1 供試体一覧表 (名称, 設定せん断補強筋比および降伏強度, 材料強度等)

Series	Specimen	Shear reinforcement		Strength of concrete		Axial load N (ton)	Ref. No.
		$P_w(\%)$	$w_v(\text{kg/cm}^2)$	$F_c(\text{kg/cm}^2)$	$F_t(\text{kg/cm}^2)$		
A	2TRH-0-0	0		238	26.4	27.0	167
	2TRH-3-0.2	0.2	3000	238	26.4	27.0	168
	2TRH-4.5-0.2	0.2	4500	238	26.4	27.0	169
	2TRH-6-0.2	0.2	6000	238	26.4	27.0	170
	2TRH-9-0.2	0.2	9000	238	26.4	27.0	171
	2TRH-12-0.2	0.2	12000	238	26.4	27.0	172
B	2TRH-6-0.2*	0.2	6000	234	23.2	27.0	173
	2TRH-3-0.4	0.4	3000	234	23.2	27.0	174
	2TRH-4.5-0.4	0.4	4500	234	23.2	27.0	175
	2TRH-6-0.4	0.4	6000	234	23.2	27.0	176
	2TRH-3-0.6	0.6	3000	234	23.2	27.0	177
D	2TRH-3-0.4-1/3	0.4	3000	242	25.6	54.0	379
	2TRH-3-0.6-1/3	0.6	3000	242	25.6	54.0	380
	2TRH-6-0.3-1/3	0.3	6000	242	25.6	54.0	381
	2TRH-3-0.4-0	0.4	3000	242	25.6	0.0	378

* 2TRH-6-0.2 に対する追加供試体, ** 柱通し番号 (付録参照)

Aシリーズ

せん断補強筋の補強効果は、通常せん断補強筋比 p_w とその降伏強度 wfy で表されている。例えば、ACI Code⁴⁷⁾によると、せん断補強筋の負担せん断力 Q_R は、

$$Q_R = \frac{A_v \cdot wfy \cdot d}{s} = b \cdot d \cdot \frac{A_v}{b \cdot s} \cdot wfy = b \cdot d \cdot p_w \cdot wfy \quad (4.4)$$

として与えられており、 wfy が大きくなれば Q_R は wfy の増大に比例して増加する。しかしながら wfy の増大はせん断補強筋降伏時における横拘束力を増大させるが、そこに至るまでの横拘束剛性は増大しない。そこで、シリーズAにおいては、 $p_w = 0.2\%$ と一定にし wfy を 3000 kgf/cm^2 から 12000 kgf/cm^2 の範囲で変えてせん断補強筋降伏強度の影響を調査した。

Bシリーズ

せん断補強効果は、(4.4)式で示したように、 p_w と wfy の積 $p_w \cdot wfy$ で表現されている。そこでシリーズBにおいては、 $p_w \cdot wfy$ を 12 kgf/cm^2 および 18 kgf/cm^2 に設定し p_w と wfy の異なる組み合わせの4体の供試体を用いて、柱断面が降伏して後の塑性域でのじん性に及ぼすせん断補強筋の効果が、 $p_w \cdot wfy$ によって表現しうるものかどうかを調査した。

Dシリーズ

A, B両シリーズにおいては、柱の軸力は σ_o (軸力載荷時における断面重心軸位置コンクリート圧縮応力) $= F_c/6$ と一定であったが、シリーズDにおいては軸力の影響を調査する為に、 $\sigma_o = 0$ の供試体1体と $\sigma_o = F_c/3$ の供試体3体の計4体を試験した。

載荷試験は、図4.5に示すように供試体基部をプレストレスにより反力床に圧着し柱頭部に対して2台の電気油圧式サーボアクチュエーターにより、軸力およびせん断力を加えた。載荷は、軸力一定、せん断力漸増の1方向単調加力により行い、水平せん断力 Q 、柱頭たわみ

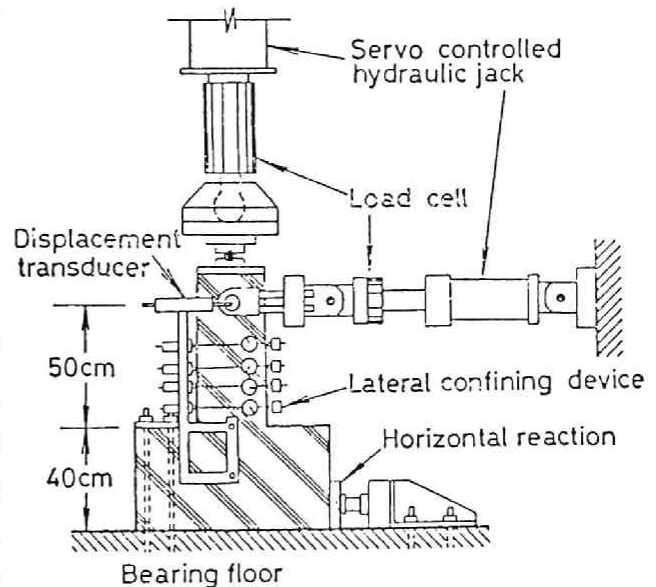


図4.5 載荷装置

δt , 外部せん断補強筋張力 F_p , 柱軸に直交方向に計ったせん断ひびわれ幅 w_p および図 4. 4 中に示した位置での鉄筋ひずみが適宜計測された。

(iv) 最大耐力および荷重たわみ曲線

表 4. 2 に実験により得られた最大耐力およびせん断補強筋降伏時 (せん断ひびわれを横切る全せん断補強筋降伏時) 荷重をまとめて示した。せん断補強筋の効果が, p_w と w_{fy} の積 $p_w \cdot w_{fy}$ で表せるものと仮定し, 各供試体に対する最大耐力時公称せん断応力 $v_u (=Q_u / b_j d)$ との関係を図 4. 6 に示した。A シリーズ供試体は, $p_w \cdot w_{fy}$ が $0 \sim 2.4 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲にあり, いずれの供試体も柱脚部断面が曲げ降伏に到達していない。一方 B シリーズの供試体では, すべて曲げ耐力が発揮されている。この事より, p_w が異なると $p_w \cdot w_{fy}$ が同じでもせん断耐力が異なるのではないかという示唆を得た。しかし, A シリーズと B シリーズでは, 外部せん断補強の数が異なる為, A シリーズと同じ $p_w = 0.2\%$ で $p_w \cdot w_{fy} = 1.2 \text{ kgf/cm}^2$ の追加供試体 (2TRH-6-0.2*) の試験を行った。結果としてこの供試体は $p_w = 0.4\%$ で $p_w \cdot w_{fy} = 1.2 \text{ kgf/cm}^2$ の 2TRH-3-0.4 供試体以上の耐力を示し柱脚部断面が曲げ降伏した。また後で示すように柱脚部断面が曲げ降

表 4. 2 実験結果一覧表

	供試体	せん断補強筋配定値		曲げ耐力 計算値 Q_{col} (ton)	最大耐力時			せん断補強筋降伏時		
		補強筋比 $P_w (\%)$	降伏強度 $w_{fy} (\text{kg/cm}^2)$		水平せん断力 Q_{max} (ton)	公称せん断応力 $v_u (\text{kg/cm}^2)$	柱脚たわみ δ (cm)	水平せん断力 Q_y (ton)	公称せん断応力 $v_y (\text{kg/cm}^2)$	柱脚たわみ δ_y (cm)
A シ リ ー ズ	2TRH-0-0	0		19.17	11.65	24.77	0.477	—	—	—
	2TRH-3-0.2		3000		13.59	28.90	1.111	13.00	27.64	0.445
	2TRH-4.5-0.2	0.2	4500		16.02	34.06	0.884	15.70	33.38	0.760
	2TRH-6-0.2		6000		15.60	33.17	0.743	15.40	32.74*	0.860
	2TRH-9-0.2		9000		16.68	35.47	0.893	15.48	32.91*	1.273
	2TRH-12-0.2		12000		18.50	39.34	1.226	17.55	37.32*	1.624
B シ リ ー ズ	2TRH-6-0.2*	0.2	6000	19.15	19.95	42.42	1.217	15.40	32.74	0.743
	2TRH-3-0.4		3000		19.17	40.76	1.015	17.15	36.47	0.638
	2TRH-4.5-0.4	0.4	4500		20.51	43.61	1.312	18.55	39.44	0.758
	2TRH-3-0.6	0.6	3000		20.48	43.55	1.262	19.65	41.78	0.732
	2TRH-6-0.4	0.4	6000		20.20	42.95	1.392	19.95	42.42	1.579
D シ リ ー ズ	2TRH-3-0.4-1/3	0.4	3000	21.60	20.40	43.38	0.703	18.84	40.06	0.358
	2TRH-3-0.6-1/3	0.6	3000		22.70	48.27	0.754	21.50	45.71	0.537
	2TRH-6-0.3-1/3	0.3	6000		22.40	47.63	0.894	22.00	46.78	0.680
	2TRH-3-0.4-0	0.4	3000		15.30	32.53	2.373	13.00	27.64	0.335

十 せん断補強筋が降伏する前に柱が最大耐力に到達し, 最大耐力以後の耐力低下域においてせん断補強筋が降伏したもの

伏して後の塑性変形領域においても，両者はほぼ同じ変形特性を示した． よって， AシリーズとBシリーズにおいて生じたせん断補強効果の差は， Bシリーズにおいて追加された4本目の外部せん断補強筋の有無により生じたものと考えられる． これは， 軸力のより大きいDシリーズにおける $p_w \cdot w_f y = 18 \text{ kgf/cm}^2$ の2体（2TRH-3-0.6-1/3， 2TRH-6-0.3-1/3）が， 耐力および変形挙動において殆ど差が無かったことから確認された． せん断補強効果に関しては， 次項において実測されたせん断補強筋引張力に基づいてより詳しく論じる．

実験より得られたせん断力柱頭たわみ曲線を図4.7～図4.21に示した． 各図中には柱頭たわみに対するせん断補強筋横拘束力とそれらの総和， T_i および ΣT_i を同時に示した． 同図中に示したA， Y_w ， Y， Bの各点は， 斜張力ひびわれの発生， せん断補強筋の降伏， 主筋の降伏， 最大耐力に対応している． Aシリーズの6体に対する曲線が鋸歯状を示している． これは， Aシリーズの載荷実験においては外部せん断補強筋としてのPC鋼棒の引張力調整を各載荷荷重階毎に行った為で同曲線中に示した引張力調整後の点（黒丸で表示）を結んだものが真のせん断力-柱頭たわみ曲線となる． 一方， BおよびDシリーズにおいては， 外部せん断補強筋としてのPC鋼棒の引張力調整を常時行いながら水平せん断力を増加させた為， これらシリーズにたいしては滑らかな連続曲線としてせん断力-柱頭たわみ曲線が得られている．

図より， せん断補強筋引張力が斜張力ひびわれの発生以後増加し始め， 順次降伏していく様子がよく解る．

図4.7～4.12に示したAシリーズ供試体に対する図中T1， T2， T3とあるのが柱脚部から番号を付けたせん断補強筋引張力であり， 図4.13～図4.21中に示したT1～T4も同様に柱脚部から番号を付けたせん断補強筋引張力である． これらの水平せん断力-たわみ および 水平せん断力-せん断補強

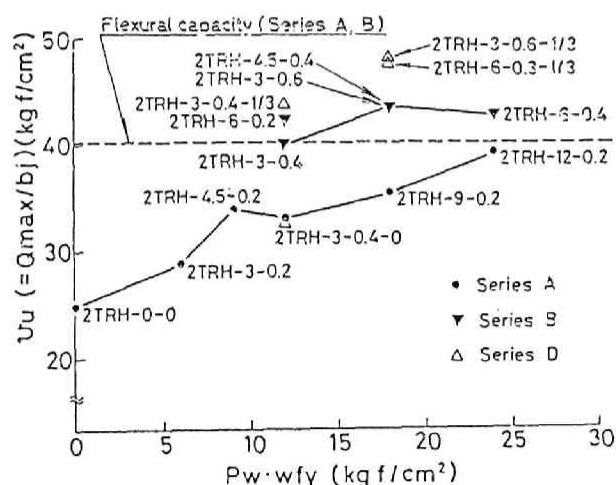


図4.6 最大耐力と $p_w \cdot w_f y$ の関係

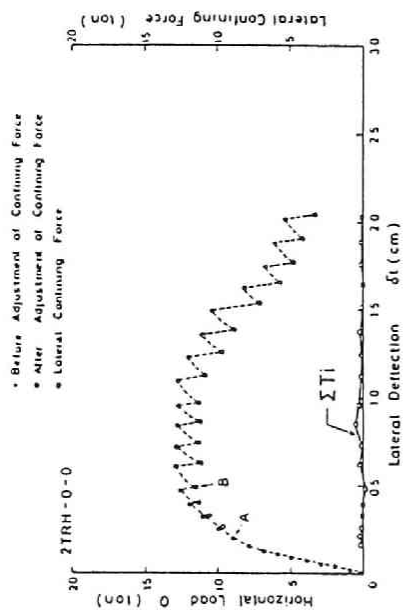


図 4. 7 Q- δt 曲線 (2TRH-0-0)

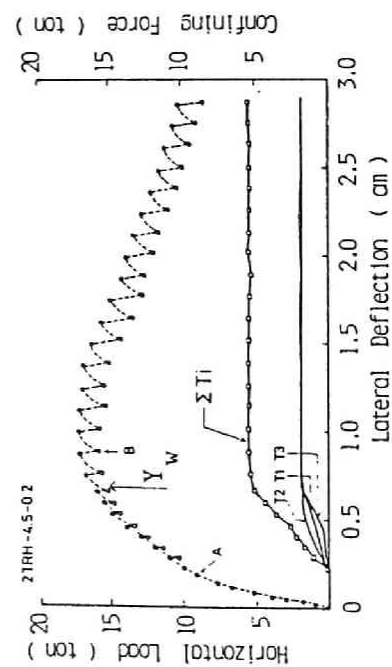


図 4. 9 Q- δt 曲線 (2TRH-4.5-0.2)

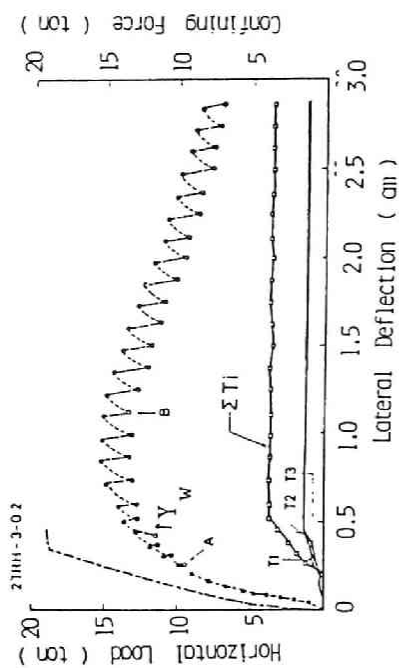


図 4. 8 Q- δt 曲線 (2TRH-3-0.2)

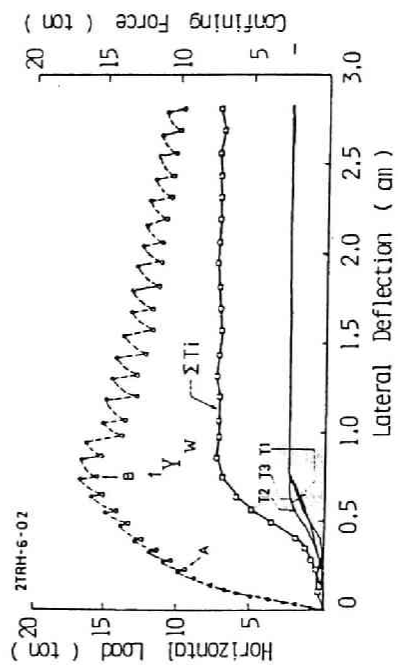


図 4. 10 Q- δt 曲線 (2TRH-6-0.2)

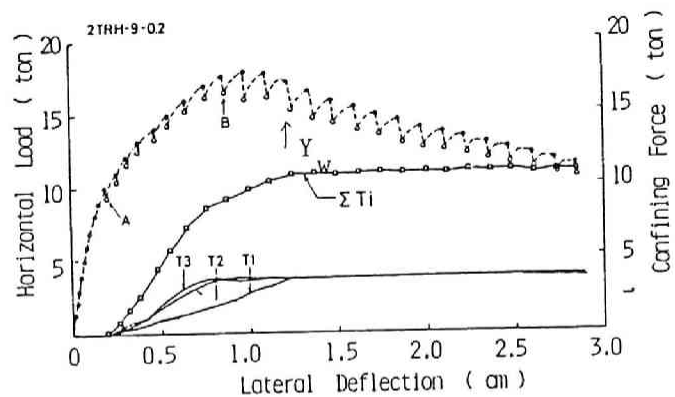


图 4.11 $Q-\delta t$ 曲线 (2TR-9-0.2)

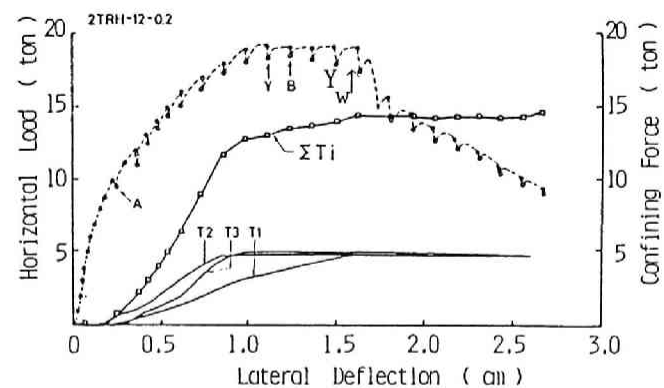


图 4.12 $Q-\delta t$ 曲线 (2TR-12-0.2)

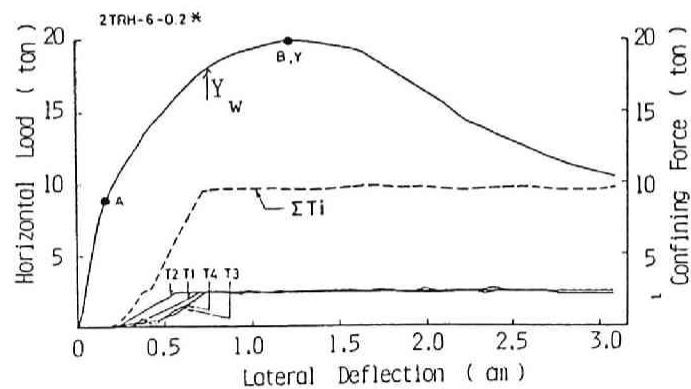


图 4.13 $Q-\delta t$ 曲线 (2TR-6-0.2*)

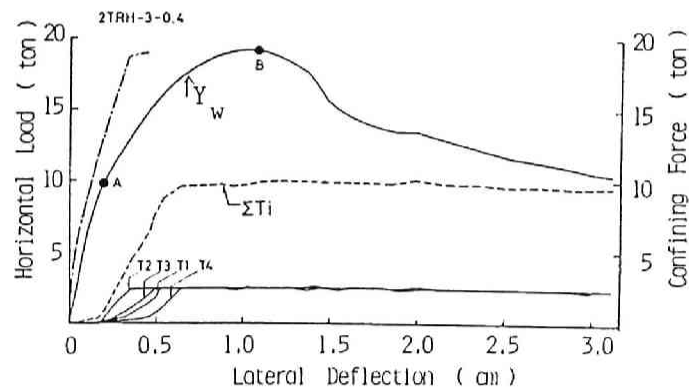


图 4.14 $Q-\delta t$ 曲线 (2TR-3-0.4)

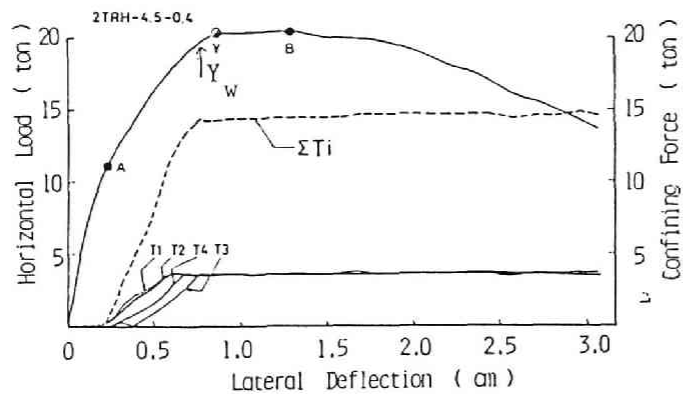


圖 4.15 $Q-\delta t$ 曲線 (2TR-4.5-0.4)

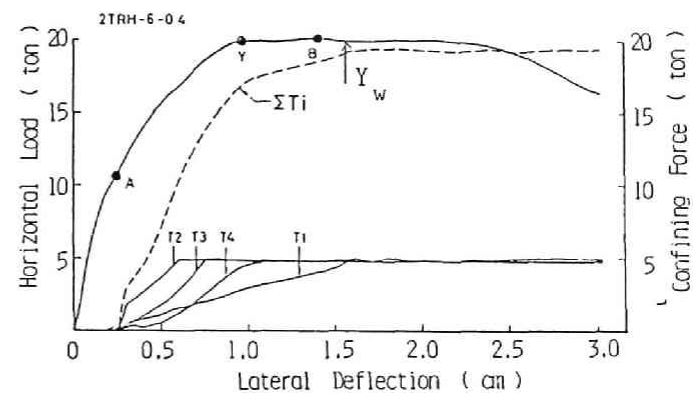


圖 4.16 $Q-\delta t$ 曲線 (2TR-6-0.4)

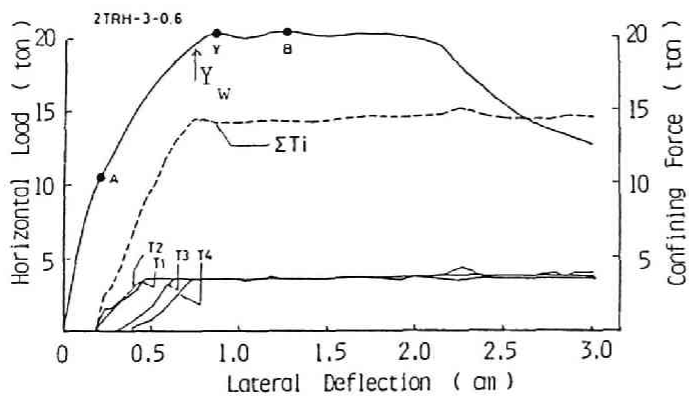


圖 4.17 $Q-\delta t$ 曲線 (2TR-3-0.6)

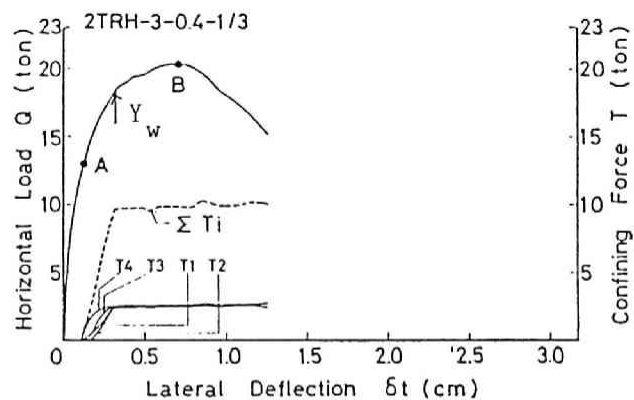


圖 4. 18 $Q-\delta t$ 曲線 (2TR-3-0.4-1/3)

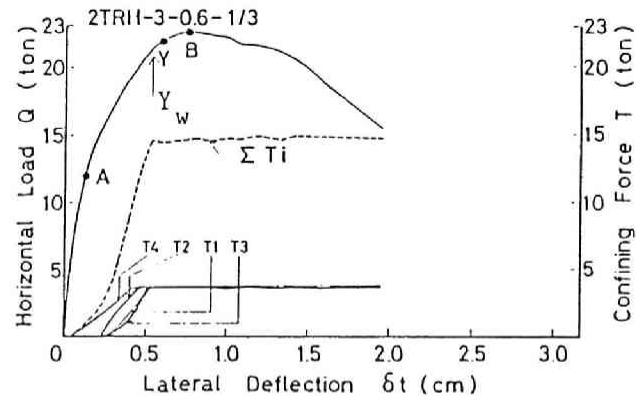


圖 4. 19 $Q-\delta t$ 曲線 (2TR-3-0.6-1/3)

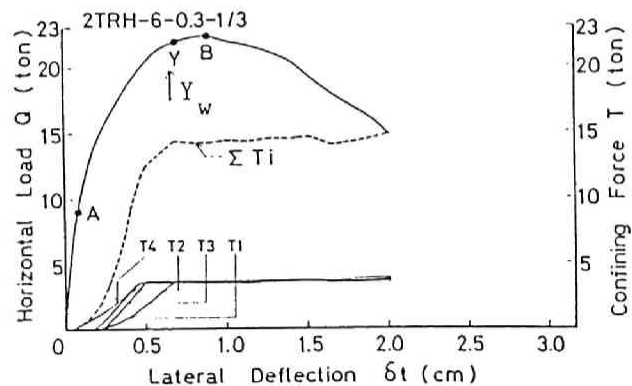


圖 4. 20 $Q-\delta t$ 曲線 (2TR-6-0.3-1/3)

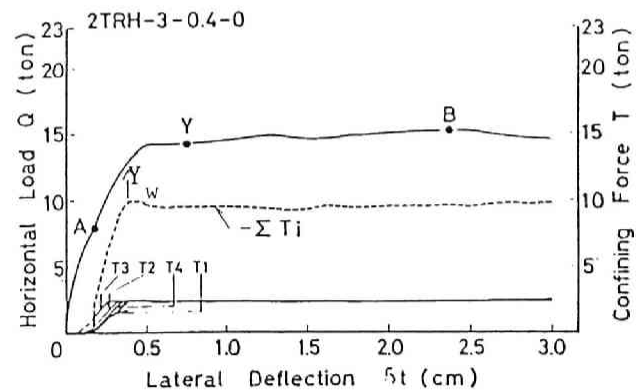


圖 4. 21 $Q-\delta t$ 曲線 (2TR-3-0.4-0)

筋力関係の図より、すべてのせん断補強筋が降伏する時刻と柱供試体が最大耐力を示す時期が極めて近接しており、かつせん断補強筋が降伏して後の柱の剛性低下が著しいことが解る。そこで、全せん断補強筋が降伏した時の水平せん断力 Q_y を柱の最大耐力 Q_u で除した値をまとめて図4.22に示した。図より明かなように、2TRH-6-0.2*および2TRH-3-0.4-0を除いて、 Q_y に達した後 Q_u に至るまでの耐力上昇は極めて小さい。なお、同図中に Q_s で示された斜線部分は、斜張力ひびわれ耐力を表している。また、図4.7~4.21において、各せん断補強筋の拘束力を、各々別個に描いたが軸力レベル $\sigma_o = f_c / 6$ の供試体においては、柱脚部より2本目（柱脚断面より17cm上方）のせん断補強筋の引張力 T_2 が斜張力ひびわれの発生後最も早く増加し降伏に至っている。それに対して、 $\sigma_o = f_c / 3$ の供試体においては、最も上方に配置したせん断補強筋の引張力 T_4 の増大が著しく最初に降伏に至っている。このように、軸力の大きさにより、せん断補強筋引張力の発現機構に若干の相違があるものと考えられるが、資料数も少なく定量的な結果を得るには至らなかった。

図4.7~4.21に示した水平力せん断力-たわみ曲線を各シリーズ毎にまとめて図4.23

(a)~(c)に示した。同図(b)について着目すると、Bシリーズの供試体は、すべて柱脚部断面が曲げ降伏しており、 $p_w \cdot w_{fy}$ の大きいものほど降伏以後のたわみじんせいに富んでいる。

これは、2章4節で述べたようにせん断補強筋が柱脚部位置でのせん断ひびわれ先端部のコンクリートひずみの集中を緩和し、 $p_w \cdot w_{fy}$ の大きいものほど曲げ破壊状態に

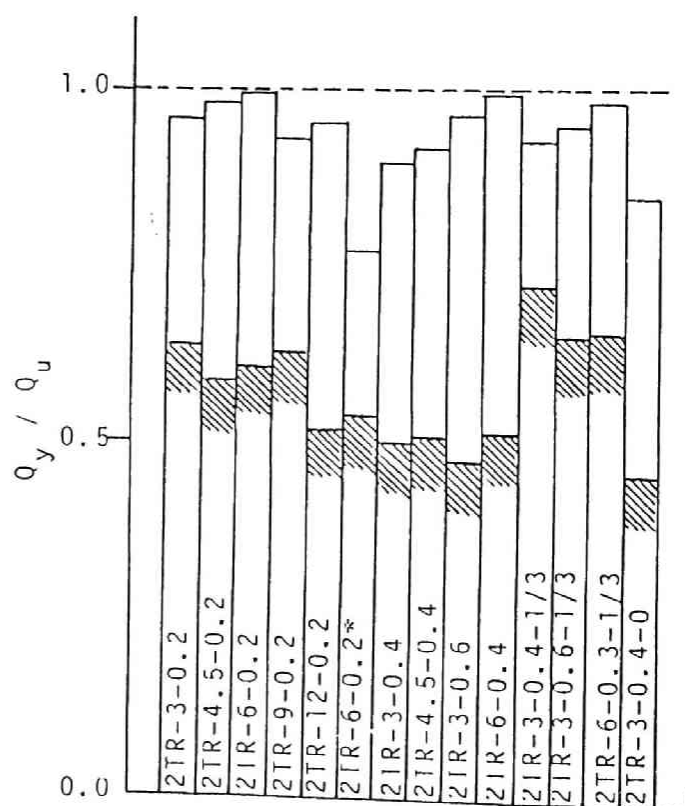


図4.22 せん断補強筋降伏以後の耐力上昇

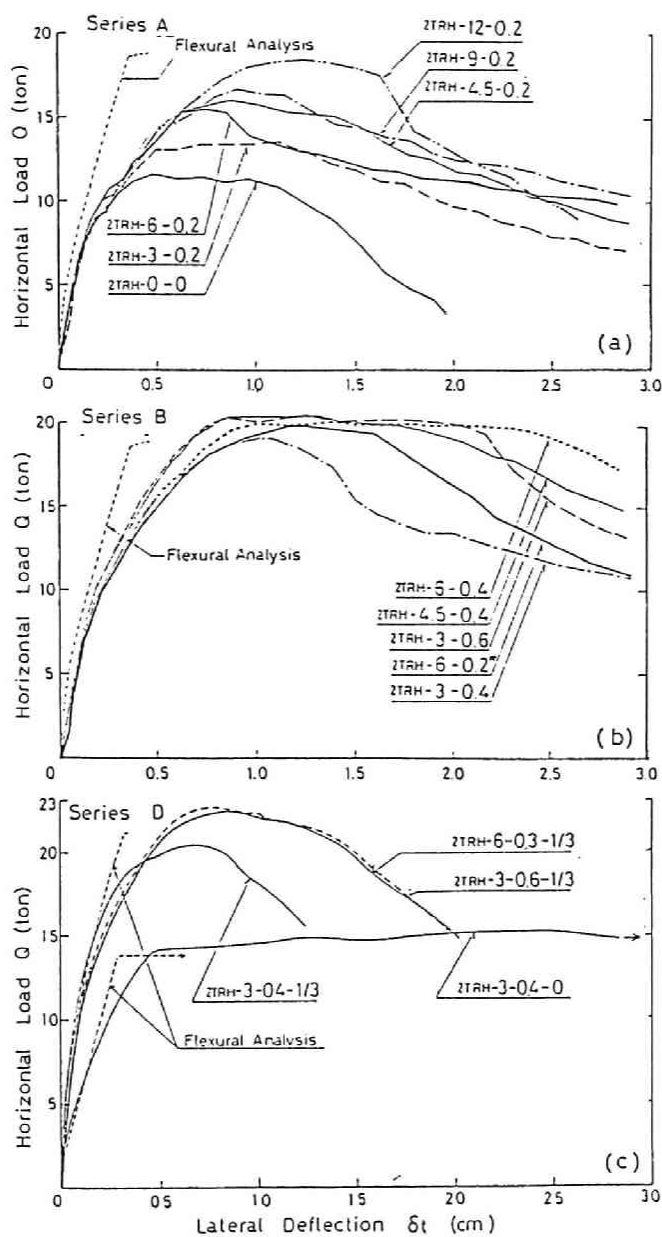


図 4.23 各シリーズに対するせん断力柱頭たわみ曲線

近い断面コンクリートひずみ分布状態になる為である。先に、最大耐力という観点よりせん断補強効果をみると、 $p_w \cdot wfy$ の値が良い指標になることを述べた。そこで、最大耐力以後もしくは柱脚部断面が降伏して以後の変形挙動に及ぼす p_w もしくは wfy の影響について考察を加える。同じ $p_w \cdot wfy$ の設定値をもつ 3 組の供試体、2TRH-4.5-0.4 と 2TRH-3-0.6、2TRH-6-0.2* と 2TRH-3-0.4 および 2TRH-6-0.3-1/3 と 2TRH-3-0.6-1/3 の各々の組み合わせにおける水平せん断力-たわみ曲線を比較すると、それらの間には何等有意な差が認められない。すなわち、柱の塑性域における変形挙動に関しては、せん断補強筋の効果はせん断補強筋比とその降伏強度の積 $p_w \cdot wfy$ によって表現出来るものと考えられる。以上、最大耐力および水平せん断力-たわみ曲線の考察より、せん断補強筋の補強効果が $p_w \cdot wfy$ により表され、またせん断補強筋が降伏すると柱の剛性低下が著しくかつ、以後の耐力上昇も極めて少ないことが判明した。

(v) せん断補強筋によるせん断力伝達

せん断補強筋の引張力は、斜張力ひびわれの発生以後に生じ、外力せん断力の増加にともなって増大していく。そこで、斜張力ひびわれを横切るせん断補強筋の引張力の和をせん断補強筋負担せん断力と定義し、 Q_R で表す。実験より得られた水平せん断力 Q と Q_R の関係を各シリーズ毎に図 4.24~4.26 に示した。同図中に示した 45 度の直線は、総てのせん断力をせん断補強筋が負担すると仮定した時の $Q-Q_R$ 曲線を表している。斜張力ひびわれ発生以後、 Q_R は徐々に増加していくが、 $Q-Q_R$ 関係は比例せず $Q-Q_R$ 曲線はわん曲しながら $Q=Q_R$ の直線に近づいていく。これは、3 章の 4 節で述べたように (図 3.11~3.13 参照) 斜張力ひびわれの発生によって扇形圧縮応力場に基づくトラス作用が Q の増加に対応して増大していくのに対して、図 3.13 に示した付着応力の変化より明らかなように、コンクリート片持梁の残存抵抗が急減していくためである。もし、コンクリート片持梁が斜張力ひびわれの発生以後も、その発生時における抵抗を保持出来るならば、 $Q-Q_R$ 関係は直線となるはずである。図 4.24 および図 4.25 を比べて見ると $Q-Q_R$ 曲線はほぼ同一の形状をしており、せん断補強筋が降伏して Q_R の値が頭打ちとなるまでは、 p_w 、 wfy および $p_w \cdot wfy$ の差異による影響は認められない。すなわち、軸力レベルが $\sigma_0 = F_c / 6$ の時には、どのような p_w と wfy の組み合わせに対しても $Q-Q_R$ 曲線は同一の経路を辿るものと考えられる。そこで、 $Q-Q_R$ 曲線に対する軸力の影響を調査するために、 $p_w \cdot wfy = 12 \text{ kgf/cm}^2$ で軸力の異なる 3 供

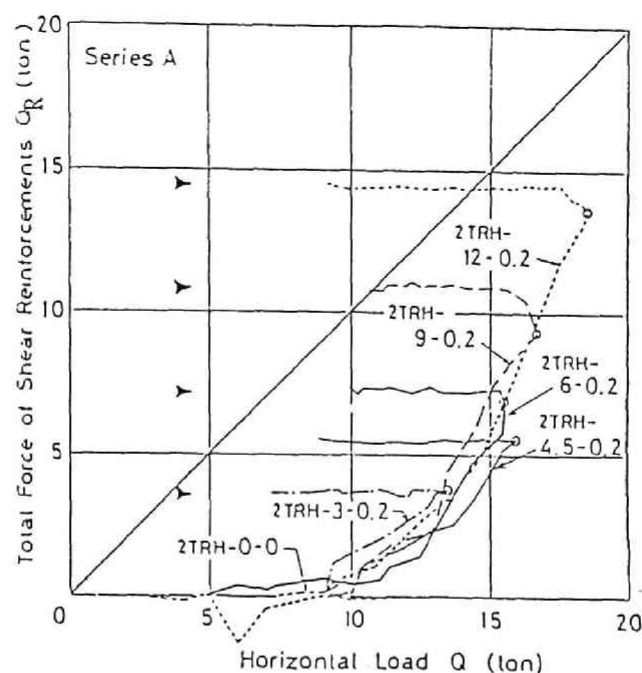


図 4. 2 4 Q—Q_R 曲線 (シリーズ A)

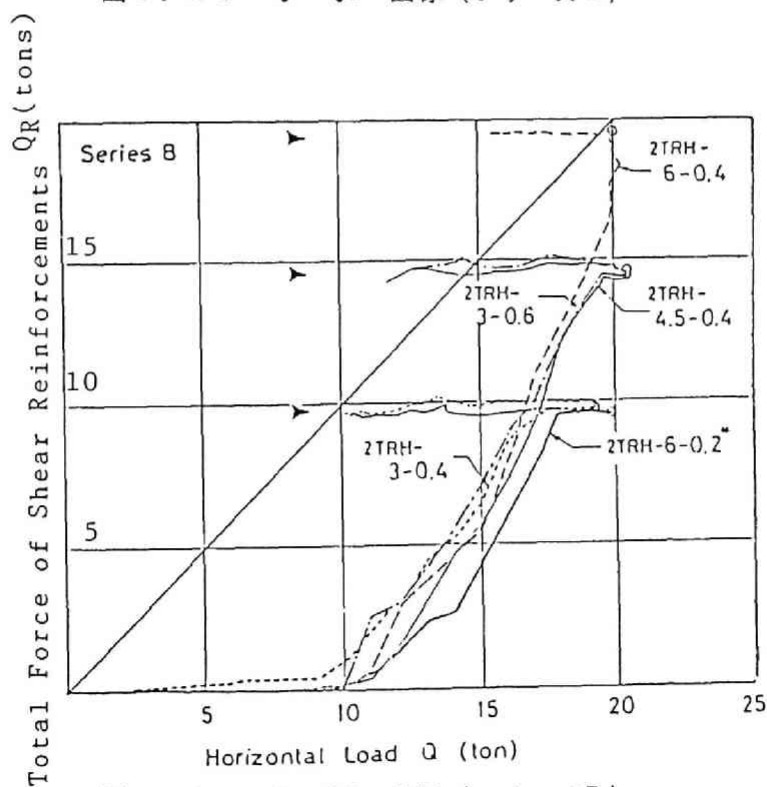


図 4. 2 5 Q—Q_R 曲線 (シリーズ B)

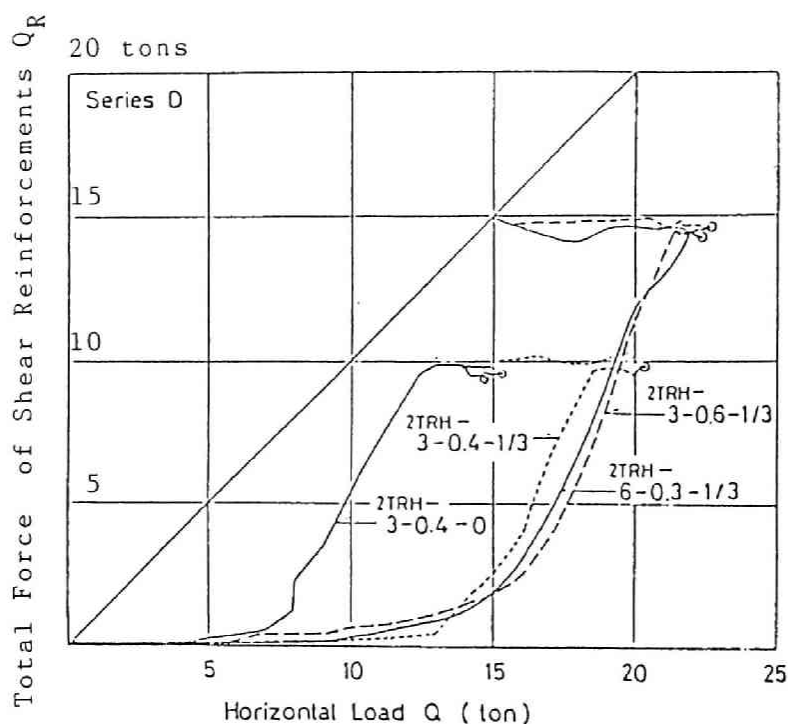


図4.26 Q-QR 曲線 (シリーズD)

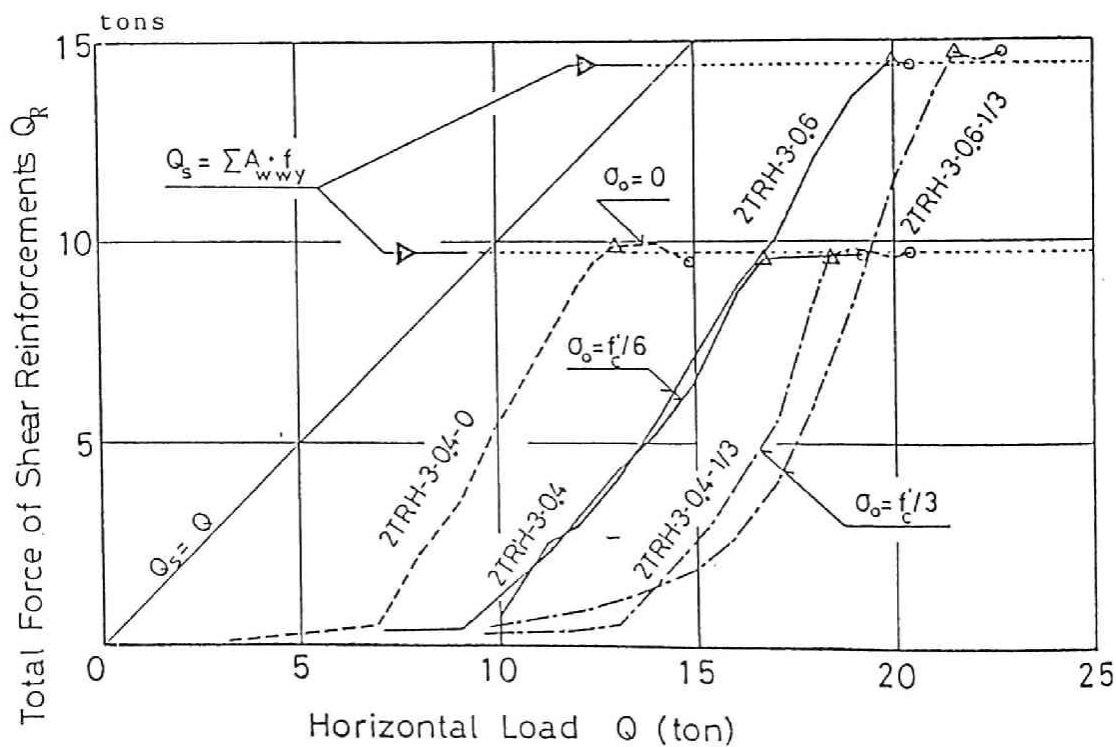


図4.27 Q-QR 曲線に及ぼす軸力の影響

試体 ($\sigma_o = 0, F_c/6, F_c/3$) と $p_w \cdot w_{fy} = 1.8 \text{ kgf/cm}^2$ で軸力の異なる 2 供試体 ($\sigma_o = f_c/6, f_c/3$) に対する $Q-Q_R$ 曲線をまとめて図 4. 27 に示した。2TR-3-0.6-1/3 供試体において $Q-Q_R$ 曲線が斜張力ひびわれの発生するよりもかなり早い段階から Q_R が徐々に増大しはじめる点を除けば、3 レベルの軸力に対する $Q-Q_R$ 曲線はほぼ同一の形状を示しており、 Q_R に対する Q の値は軸力の値の差に対応した斜張力ひびわれ荷重の差を保持している。すなわち、斜張力ひびわれの発生以後における $Q-Q_R$ 曲線は軸力の大きさに関係なく同一の形状を示す。

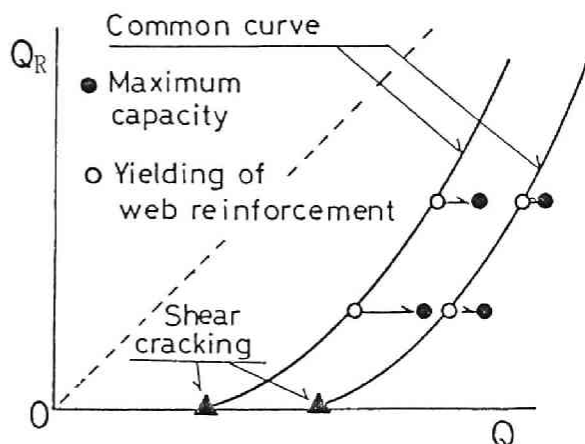


図 4. 28 $Q-Q_R$ 関係のモデル化

せん断補強筋が降伏する迄は、上に述べたとうりであるが、一般的にいった降伏以後はさらに耐力上昇を示すものと、ただちに破壊に至るものがある。これを模式的に $Q-Q_R$ 関係を用いて示したの

が図 4. 28 である。このせん断補強筋の降伏以後の耐力上昇は主筋の付着・定着性能、軸力の大きさ、 $p_w \cdot w_{fy}$ 等によって影響されるもので、その定量化は極めて困難である。また、本実験の範囲においては、図 4. 22 に示したように、全せん断補強筋が降伏して以後の耐力上昇は極めて小さく、かつ図 4. 7 ~ 図 4. 21 中に示した全せん断補強筋の降伏に対応する Y_w 点をみても明らかなように剛性低下も著しい。よって、図 4. 28 の $Q-Q_R$ 模式曲線上に白丸で示した点（全せん断補強筋が降伏）によって柱部材の耐力を定義してもよいと判断した。

4. 3 せん断補強効果の定義

前節で述べたように、せん断補強筋の補強効果はその面積比 p_w と降伏強度 w_{fy} の積 $p_w \cdot w_{fy}$ によって表すことができ、軸力の影響は認められない。一方、せん断補強筋が降伏して以後については、梁に関しては塑性理論^{48), 49)}によって終局せん断耐力を求め得るが柱に関しては、以下の理由により終局せん断耐力を求めることは極めて困難である。一つは、軸力の存在する部材に適用出来る塑性理論が殆どない点であり、もう一つは塑性理論で考えている一様斜め圧縮応力場より成るトラス機構が形成されない点である。そこで、前節で述べたように、斜張力ひびわれを横切るせん断補強

筋がすべて降伏して以後の耐力上昇が極めて少ないことより、この耐力上昇を無視し、せん断補強筋の補強効果をせん断補強筋の降伏時で定義し、以下に示す手順に基づいて定量化した。

図4.24～図4.27に示した $Q-Q_R$ 関係を、斜張力ひびわれを横切るせん断補強筋平均応力 wfs と面積比 p_w の積 $p_w \cdot wfs$ および斜張力ひびわれ時からの公称せん断応力の増分 $v_R = (Q - Q_S^e) / b \cdot j d$ すなわちせん断補強効果の關係に描きなおす。

斜張力ひびわれを横切るせん断補強筋引張力の和 Q_R は下式で表される。

$$Q_R = p_w \cdot wfs \cdot b \cdot \alpha \cdot jd \quad (4.5)$$

(4.5)式より、

$$p_w \cdot wfs = \frac{Q_R}{b \cdot \alpha \cdot jd} \quad (4.6)$$

α ：せん断補強筋の有効範囲を表す係数で斜張力ひびわれ領域に対応

jd ：応力中心距離で $jd = 7 \cdot d / 8$ と仮定

一方、斜張力ひびわれ発生以後の Q_R の増大に対応する耐力上昇 v_R は、

$$v_R = \frac{Q - Q_S^e}{b \cdot jd} \quad (4.7)$$

Q ：外力せん断力 Q_S^e ：斜張力ひびわれ耐力実験値

(4.6)および(4.7)式に、実験により計測された Q_S^e および斜張力ひびわれ発生以後の各荷重段階における Q とそれに対応した Q_R の値を代入することにより、 v_R と $p_w \cdot wfs$ の關係が得られる。

さて、斜張力ひびわれが発生して後せん断補強筋引張応力は、上で求めた v_R と $p_w \cdot wfs$ 關係曲線上を辿りながら増大していき、 wfy に達した時点で終局せん断耐力に達するのであるから、 $v_R - p_w \cdot wfs$ 關係における wfs を wfy に置換えれば、せん断補強筋降伏時におけるせん断補強効果 v_R を得ることが出来る。本実験で得られた $Q - Q_R$ 關係に基づいて得られた $v_R - p_w \cdot wfy$ 關係をまとめて図4.29に示した。図より明らかなように、 $p_w \cdot wfy$ の増大に伴ってせん断補強筋の補強効果が減っており従来よりの梁に対する既往の研究結果と対応している。図中に示された各点に対して最小2乗近似を用いて下の近似式を得た。

$$v_R = 3.0 \cdot (p_w \cdot wfy)^{5/8} \quad (4.8)$$

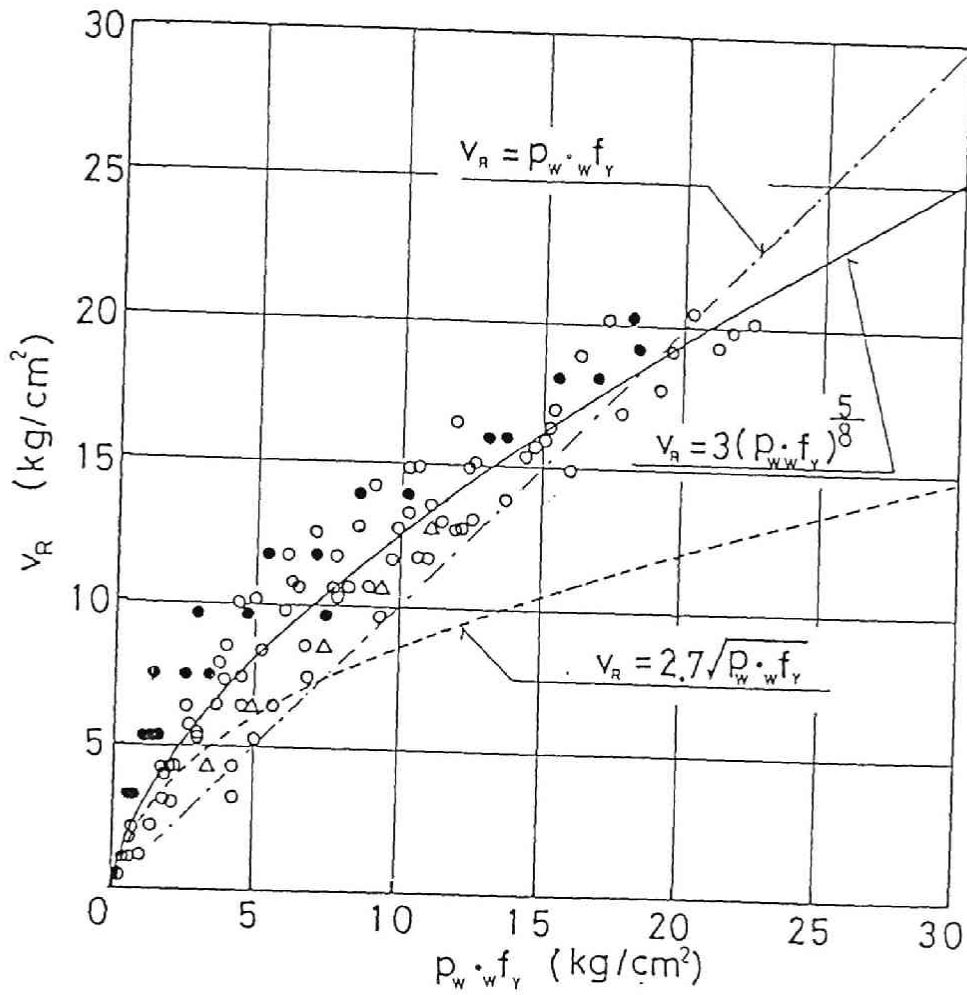


図4.29 $v_R - p_w \cdot w_y \cdot f_y$ 関係

若干のばらつきはあるものの、(4.8)式はせん断補強効果をかなり良く表現している。図中には、45度圧縮束を仮定したトラス補強式(4.9)式および、日本建築学会のRC構造におけるせん断設計式の基礎となった荒川による補強効果式³¹⁾(4.10)式を同時に示した。

$$v_R = p_w \cdot w_y \cdot f_y \quad (4.9)$$

$$v_R = 2.7 \cdot \sqrt{p_w \cdot w_y \cdot f_y} \quad (4.10)$$

図より明らかなように、 $p_w \cdot w f_y$ が 20 kgf/cm^2 までは、 45° トラスを仮定した補強効果よりも実際の効果が上まわっていることがわかる。一方、せん断補強効果が発揮され始める点に関する定義が本論文と若干異なるが、荒川式は、補強効果をかなり小さく見積もっている。この原因として著者は、せん断補強筋の補強効果が極めて低い付着割裂せん断破壊等の異なった破壊形式のものが処理されたデータの中に含まれていたものと推察している。

以上述べたせん断補強筋の効果は、斜張力ひびわれの発生に対応したせん断力が、その発生後も一定に保持され、耐力上昇分がせん断補強筋の寄与によるという見地から得られたものである。一方、せん断力の増大に伴ってコンクリートの負担せん断力が減少し、せん断補強筋の補強効果が $p_w \cdot w f_y$ に比例するという考え方もある。

3章の図3.12で示した曲げ付着応力度というものが、梁作用によるせん断抵抗機構に対応している。そこで、この梁作用がコンクリートの負担せん断力を間接的に表すものとすれば、図3.12より斜張力ひびわれの発生後梁作用に基づく曲げ付着応力度の急減に対応してコンクリートの負担せん断力が急減するものと言える。しかしながら、コンクリートの負担せん断力という概念自体があいまいであり、しかも、本来ただ一つの内部抵抗機構によって外力せん断力に抵抗しているわけで、2つの耐荷機構に分けること自体に矛盾がある。よって、これら2つの考え方のいずれが正しいという判断は出来ず、現在広く用いられているトラス機構の再検討とひびわれ面でのせん断力伝達、主筋のダウエル作用等を含めたせん断補強効果の解明が必要である。このようなせん断補強筋の補強効果もしくはコンクリート負担せん断力の外力せん断力の増大に伴う変化は、先に紹介した Leonhardt¹⁷⁾の修正トラス理論に見られたような、仮想トラスの上弦材もしくはウェブに形成される斜めコンクリート圧縮束の角度変化により説明することも可能ではあるが、せん断ひびわれの発生した時点での状態の非連続性、仮定されているような一様斜め圧縮応力場が形成されない等の理由により本論文で取り扱う正方形または長方形断面柱への適用は困難である。

以上の理由により、本研究においては斜張力ひびわれ発生時に於けるせん断力をコンクリートの負担せん断力とみなし、以後のせん断力の増加分はすべてせん断補強筋によって負担されるものと考えた。すなわち、斜張力ひびわれ発生後のせん断力増大に伴う内部せん断抵抗機構の変化による補強効果の低下は、すべてせん断補強筋の効果を表す(4.8)式に含まれることになる。

4.4 柱のせん断耐力算定式

前節において、コンクリートの負担せん断力を斜張力ひびわれの発生時におけるせん断力と仮定して、せん断補強筋の補強効果を表す(4.8)式を得た。そこで、せん断補強筋の無い柱の終局せん断耐力が斜張力ひびわれ耐力 Q_s で表されるものと仮定し(3.34)式および(4.8)式を加え合わせることで鉄筋コンクリート柱の終局せん断耐力式を下のごとくに得た。

$$Q_u = \left(9.11 + 0.0716 \cdot \frac{A_e}{m} \right) \cdot F_t \cdot b + \left(1 - (d - 0.5 \cdot h) \cdot n \cdot A_{st} \cdot \frac{7 \cdot d}{8 \cdot I_{eq}} \right) \cdot Q_o + 3.0 \cdot (p_w \cdot f_y)^{5/8} \cdot b \cdot \frac{7}{8} \cdot d \quad (4.11)$$

ただし、(4.11)式は、斜張力ひびわれが発生した後せん断補強筋の補強効果により耐力上昇を示し、せん断補強筋の降伏に続いてクリティカル断面における圧縮域コンクリートが圧壊し柱が耐力を失う場合に対してのみ適用出来るものである。よって、T形断面もしくはI形断面等、ウェブ幅の相対的に小さな部材において生じ易いウェブコンクリートの圧壊するような場合もしくは、主筋の伝達付着作用が異形鉄筋の割裂作用によって失われる付着割裂せん断破壊には適用出来ず、従ってこれら破壊形式に対しては、それぞれの破壊形式に対応した耐力算定式を用いる必要がある。なお、(4.11)式はRC柱の終局せん断耐力の最低保証値を与えることになる。なぜならば、同式第2項ではせん断補強筋の降伏時でもってその補強効果を頭打ちとし、以後の耐力上昇を無視しているからである。なお、(4.11)式の適合性に関しては、第7章において詳しく考察する。

4.5 第4章のまとめ

本章においては、鉄筋コンクリート柱に於けるせん断補強筋の補強効果を明らかにし、補強効果を定量化する為の実験が実施され、実験の結果に基づいて補強効果式が誘導された。以下、各節毎に得られた結果を延べる。

第2節においては、せん断補強筋の補強効果を定量化する為に実施された実験の詳細が述べられた。柱部材に於けるせん断補強筋の補強効果を、斜張力ひびわれ幅の拡大を防止する為の横拘束筋という見地よりとらえ、斜張力ひびわれ幅 w (柱軸と直角方向に測定されたもの)と横拘束力 F_l とを、横拘束剛性 S_l を使って結びつけてせん断補強効果をモデル化した。このモデルを実際の柱のせん断破壊実験に適用す

る為に、横拘束力 F_1 を実験中任意に調整出来る外部せん断補強法を考案し、これを用いた柱のせん断破壊実験を行った。この方法によれば、せん断補強筋が弾性範囲にある時は、実測された斜張力ひびわれ幅 w と横拘束力 F_1 より求められる横拘束剛性 S_1 が設定値に等しくなるように F_1 を調整し、せん断補強筋が降伏して後は F_1 が一定値になるように引張力を保持すればよい。またいかなるせん断補強筋比 p_w とその降伏強度 $w f_y$ の組み合わせに対しても横拘束状態を模擬しうる。本模擬試験法を用いて、 $p_w = 0 \sim 0.6\%$ 、 $w f_y = 3000 \sim 12000 \text{ kgf/cm}^2$ 、軸力比 $n_o (= \sigma_o / F_c, \sigma_o \text{ 軸力載荷時に於けるコンクリート応力}) = 0 \sim 1/3$ の範囲で柱のせん断破壊実験が行われ、本模擬試験法の妥当性が示されると同時に以下の諸点が明らかになった。

- (i) 柱のせん断耐力および変形能力の両者にたいして、せん断補強筋の補強効果が、せん断補強筋面積比 p_w とその降伏強度 $w f_y$ の積 $p_w \cdot w f_y$ であらわされる。
- (ii) 斜張力ひびわれが発生して以後のせん断補強筋負担せん断力 Q_R と外力せん断力 Q の関係を示す $Q_R - Q$ 曲線は $p_w, w f_y, p_w \cdot w f_y$ および軸力に関係無く、ほぼ同一の形状を持つと見なし得る。
- (iii) せん断補強筋が降伏して以後は、柱部材の剛性低下が著しく、耐力上昇も極めて少ない。

第3節においては、第2節で得られた結果に基づいてせん断補強筋の補強効果が定量化された。前節の結果より、斜張力ひびわれの発生時に於けるせん断力を、コンクリートの負担せん断力と定義し、以後の耐力上昇を補強効果と考えて下に示す補強効果式を得た。

$$v_R = 3.0 \cdot (p_w \cdot w f_y)^{5/8} \quad (4.12)$$

この補強効果式は、先に述べたようにコンクリートの負担せん断力が外力せん断力の大きさに左右されず、一定値を保つという仮定に基づいており、厳密な意味での内部せん断抵抗機構との対応は無いが、コンクリートの負担せん断力の定義自体があいまいな現状においては、止むをえないものと言える。

第4節においては、(4.12)式と前章で得られた斜張力ひびわれ耐力 Q_s を与える(3.45)式を加え合わすことにより、下に示す鉄筋コンクリート柱の終局せ

せん断耐力算定式を得た。

$$Q_u = \left(9.11 + 0.0716 \cdot \frac{A_e}{m} \right) \cdot F_t \cdot b + \left(1 - (d - 0.5 \cdot h) \cdot n \cdot A_{st} \frac{7 \cdot d}{8 \cdot I_{eq}} \right) \cdot Q_o \\ + 3.0 \cdot (p_w \cdot w \cdot f_y)^{5/8} \cdot b \cdot \frac{7}{8} \cdot d \quad (4.13)$$

以上のように，せん断補強筋の補強効果が， $p_w \cdot w \cdot f_y$ を用いて（４．１２）式のごとくに，また終局せん断耐力算定式が（４．１３）式のごとくに得られた。しかし，これらの式は，せん断補強筋の降伏にともなってクリティカル断面圧縮域コンクリートが圧壊する破壊形式には適用出来るが，他の形式，例えばＩ型もしくはＴ型断面のように比較的ウェブ断面幅が小さくウェブコンクリートが斜め圧縮応力で圧壊する形式，または主筋の伝達付着作用が異形鉄筋の割裂作用による被りコンクリート剝離で失われる付着割裂せん断破壊に対しては別途耐力算定式を考慮せねばならない。

第5章 付着割裂せん断破壊に対するせん断補強筋の効果

5.1 序論

繰返しせん断力の下での鉄筋コンクリート柱のぜい性的な破壊形式として近年注目されているものとして、異形鉄筋の割裂作用によって被りコンクリートが割り裂かれて耐力を失う、付着割裂せん断破壊がある。この破壊形式は、繰返し荷重下だけでなく単調荷重下でも生じることが著者等によって指摘されており、図5.1に示したような逆対称モーメントを受ける柱において生じ易い。第3章で述べた斜張力ひびわれの発生によって図5.1中のBもしくはB'断面の引張鉄筋力が急増しそこでの鉄筋付着応力が増大する。この付着応力の増大に加えて鉄筋のダウエル作用によって第3章2節で述べた付着割裂ひびわれが発生し、ある限界に達すると被りコンクリートの剝離、主筋の付着作用の喪失を伴って柱が破壊する。図5.1を用いて説明すれば、右側面に配置された主筋について考えてみると、同図右側の主筋引張力分布図より明らかなように、斜張力ひびわれと主筋の交点における主筋引張力 T_B がB断面より下の部分で保持され得ない為に生じるわけで伝達付着破壊(Development Bond Failure)である。単調載荷時に於ける破壊例を図5.2に示すが、主筋に沿って多数の付着割裂ひびわれの発生が見られ、被りコンクリートの剝離状態から考えても、主筋の伝達付着作用がかなり失われているものと推察される。前章において得られたせん断補強効果式は、このような破壊形式には適用出来ない。よってこの破壊形式に対するせん断補強筋の補強効果を別途明らかにしなければならない。

さて、第4章において得られた結果より、せん断補強筋の補強効果はせん断補強筋面積

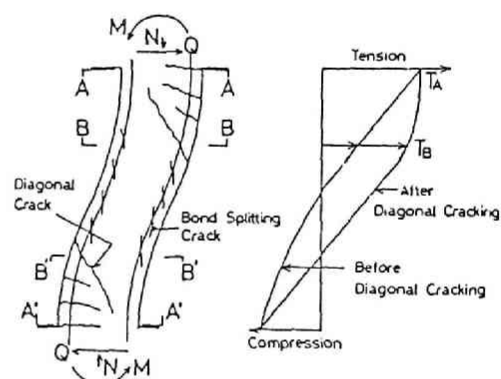


図5.1 付着割裂破壊の原因

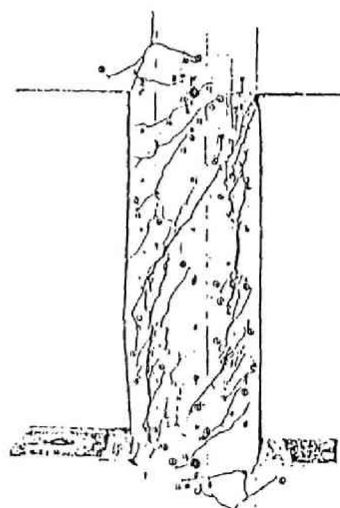


図5.2 付着割裂破壊例

比 p_w およびその降伏強度 wfy の種々の組み合わせに対して、それらの積 $p_w \cdot wfy$ で表現出来ることが示された。そこで本章においては、第4章で扱ったものと全く異なったせん断破壊形式である付着割裂せん断破壊に対するせん断補強筋の補強効果を明らかにする為に、一方向単調荷重による鉄筋コンクリート柱のせん断破壊実験が、せん断補強筋比 $p_w = 0 \sim 0.747\%$ 、せん断補強筋降伏強度 $wfy = 3010 \sim 13900 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲の p_w と wfy の組み合わせに対して実施された。

実験の結果は、主として主筋の付着特性、せん断補強筋の横拘束状況およびせん断力-たわみ関係等に関して考察された。また、三角型コンクリート要素を用いた有限要素法解析を実施し、柱内部に於ける力の流れ、最終的な破壊に至る迄の変形過程を追跡した。この有限要素法解析より得られた知見をもとにし、より簡単なRC柱の付着割裂せん断耐力算定の為の実用的モデル解析手法を考案した。さらに、このモデルを用いた解析手法の妥当性が、他研究者による既往の実験結果も含めた実験値と解析値の比較より明らかにされた。

5.2 柱の付着割裂せん断破壊実験

柱の付着割裂せん断破壊は、柱中央部分に反曲点を持つ所謂複曲率変形状態に於て生じるもので、実験に於ても複曲率変形が生じるような載荷方法を用いなければならない。ここでは、建設省建築研究所で開発された固定ばり形式を改良した、著者の考案による改良型固定ばり形式載荷方法が用いられた。実験は、付着割裂せん断破壊耐力に及ぼすせん断補強筋の補強効果を前章で得られた補強効果式(4.8)との比較の上で明らかにするために、せん断補強筋面積比 $p_w = 0 \sim 0.747\%$ 、せん断補強筋降伏強度 $wfy = 3010 \sim 13900 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲の p_w と wfy の組み合わせの柱に対してせん断破壊実験が実施された。以下、実験の詳細及び実験結果について述べる。

(i) 供試体と試験方法

本実験に用いられた供試体は、1層分の柱を模擬したものでありその寸法及び配筋を図5.3に示す。断面は、 $25 \times 25 \text{ cm}$ の正方形で圧縮側および引張り側に各々3本の19mm異形鉄筋 ($fy = 4500 \text{ kgf/cm}^2$) を配置した。また、用いられたせん断補強筋は6mm普通強度丸鋼 ($fy = 3010 \text{ kgf/cm}^2$)、4mm高強度丸鋼 ($fy = 13900 \text{ kgf/cm}^2$ および 8720 kgf/cm^2) で、普通強度丸鋼は閉口型135度標準フック付きフープに、高強度丸鋼のほうは、連続スパイラルに加工された。供試体柱頭部および柱脚部はり型には、供試体を載荷用L型鋼製フレームおよび反力

床に圧着するためのダクトが設けられており、また柱頭および柱脚間の相対変位を計測するためのボルトが埋めこまれている。図5.3には、主筋およびせん断補強筋に貼付された抵抗線歪計の位置が示されている。供試体は全部で10体で、それら供試体のせん断補強筋比 p_w 、その降伏強度 wfy 、試験時コンクリート強度および柱軸力等を表5.1にまとめて示した。

さて、先にも述べたようにこの供試体は、建築架構に於ける1層分を想定しており現実の架構が地震時水平荷重をうけた時の変形状態に対応した載荷方法により載荷しなければならない。そこで、過去において用いられてきた種々の柱せん断試験法を参照しながら、本実験で用いた改良型固定梁形式について述べる。

従来、このような変形状態を満足させる載荷方法としては、図5.4に示すような大野式載荷⁵¹⁾が用いられ

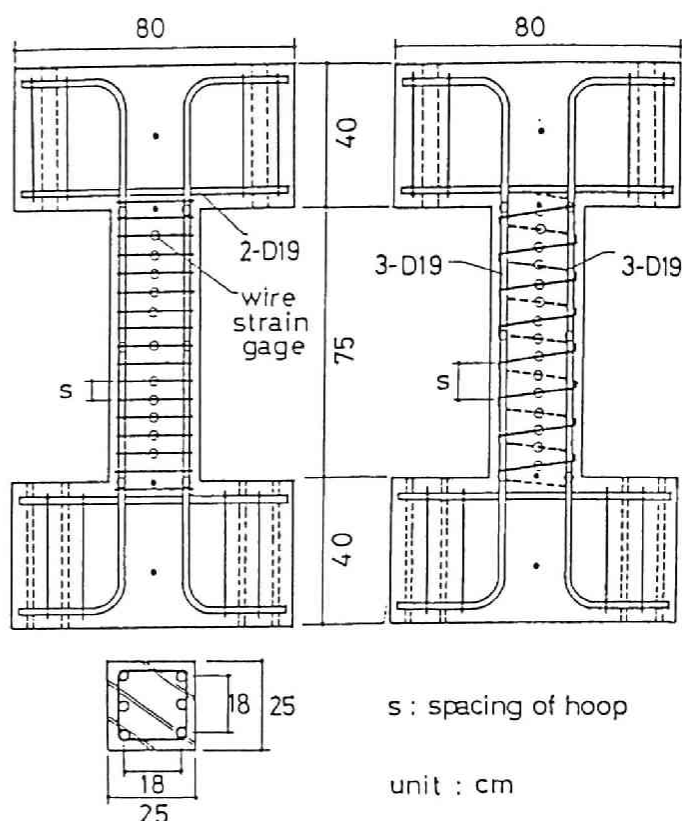


図5.3 実験供試体の寸法および配筋

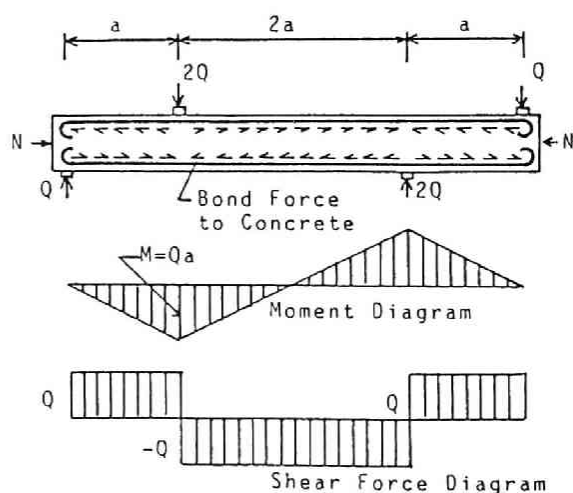


図5.4 大野式載荷法

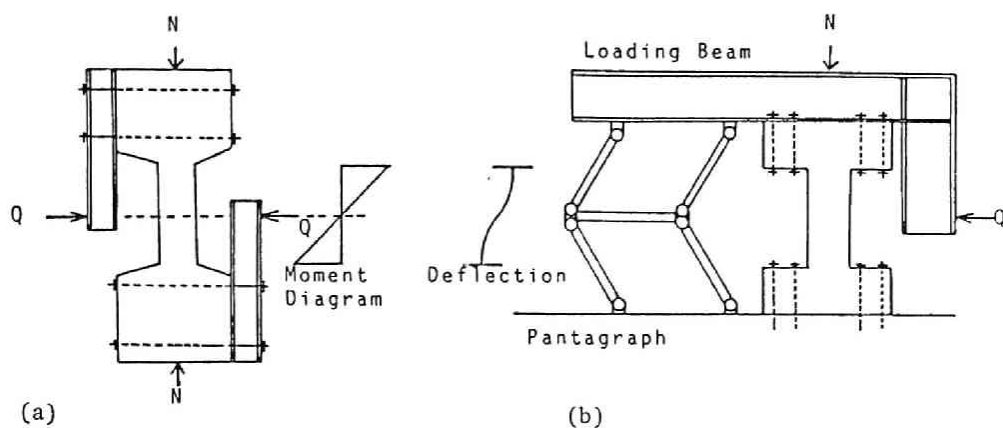


図 5. 5 若林式および建研式載荷法の概要

表 5. 1 供試体一覧表

Specimen	Sectional Properties				Web Reinforcement				Concrete		Axial Force (ton)
	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Longit. ϕ Steel (mm)	$w_f y$ (kg/cm ²)	s (cm)	ρ_w (%)	F_c (kg/cm ²)	F_t (kg/cm ²)		
CN-M1	25	25	21.5	3-D19	-	-	-	-	140	17.2	18
13H-100M ⁺	"	"	"	3-D19	4	13900	10	.101	176	18.7	23
13H-80M ⁺	"	"	"	"	"	"	8	.126	"	"	"
13H-60M ⁺	"	"	"	"	"	"	6	.168	"	"	"
8H-60M ⁺	"	"	"	"	"	8720	6	.168	"	"	"
8H-50M ⁺	"	"	"	"	"	"	5	.201	"	"	"
8H-35M ⁺	"	"	"	"	"	"	3.5	.287	"	"	"
3N-50M	"	"	"	"	6	3010	5	.448	140	17.2	18
3N-40M	"	"	"	"	"	"	4	.560	"	"	"
3N-30M	"	"	"	"	"	"	3	.747	"	"	"

+ Spiral Web Reinforcement

てきた。 図中に示すように、1本の柱を2箇所で支持し支点間および持ち出し部の2箇所に荷重を加えるものである。 柱中央部分の逆対称モーメントの生じている部分が1層分の柱に相当せん断試験域である。 図中に示した中央試験域でのモーメント分布およびせん断力分布より、水平荷重を受ける架構中の柱の応力状態を極めて巧妙に模擬していることがわかる。 しかしながら、この載荷方法は静定構造であるため、破壊が進行した状態では、モーメント分布形と変形が対応しなくなる場合が多く、また正負の繰返しせん断力を加えることが実験手法的に困難である。 このような欠点を改良すべく考案されたのが、次に述べる若林式⁵²⁾もしくは建研式⁵³⁾の載荷法である。 図5.5(a)および(b)に両試験法の概要を示した。 両方法は、基本的な思想は同じで、柱部材長さ中央部に反曲点を持つ逆対称モーメント分布を形成することが目的であるが、極めて重大な差異がある。 すなわち、若林式が外力せん断力 Q を与えることにより柱の応力が決まる静定系であるのに対して、建研式は柱上下に接合された上下梁型の平行度を保持する（実際には上部載荷梁を水平に保つ）変形制御による不静定系なのである。 よって、若林式では柱のモーメント分布がつねに逆対称であるが、破壊が反曲点の上下で対称に起きない場合には、柱頭もしくは柱脚部のどちらかにのみダメージが集中する欠点がある。 また、建研式では変形を制御する為に柱頭及び柱脚部断面間でモーメントの再分布が起きるが、柱中央部断面に対

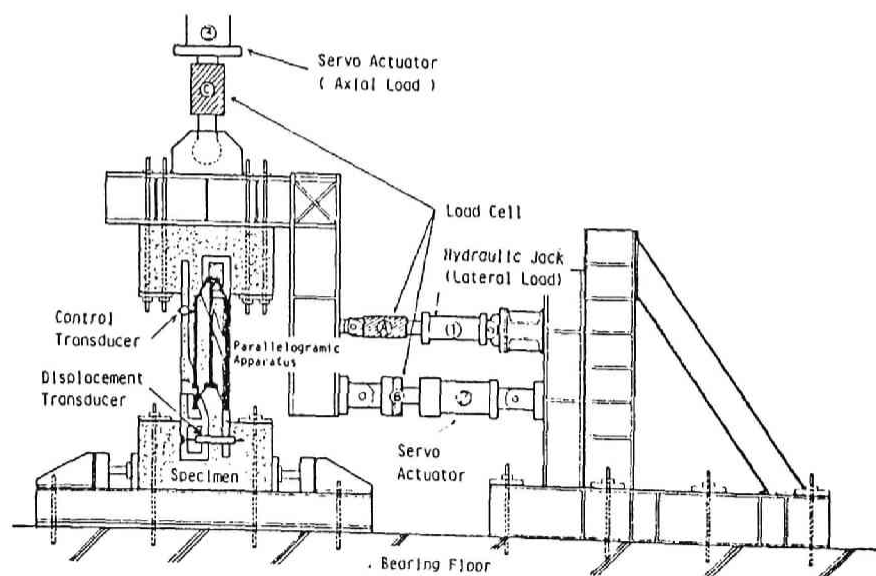


図5.6 本実験で用いられた改良型固定梁式載荷法

して比較的対称な破壊様相を示すが、柱に実際に生じているモーメント分布が不明であり特に载荷の初期の状態に於けるモーメント分布は不明確である。以上のように、若林式および建研式は若干の欠点があるものの正負繰返し载荷が極めて容易である点は大きな特徴である。

以上述べた考察に基づいて、本実験においては若林式と建研式の長所を採り入れた改良型固定梁式载荷によりせん断力载荷実験を行った。载荷装置の概要を図5.6に示す。図よりわかるように、水平せん断力は(1)の手動ジャッキと(2)の電気油圧式サーボジャッキによりL型鋼製フレームを介して供試体柱頭部に加えられた。

この電気油圧式サーボジャッキは、供試体上下梁型間の平行度を検出する制御用変位変換器により得られるフィードバック信号により駆動された。これにより供試体上下梁型間の平行度は実験中常に満足されることになる。また2本のジャッキに取り付けられた(A)および(B)の2個のロードセルによる荷重検出値より実際に柱に生じているモーメント分布を知ることが出来る。

载荷は、一方向単調载荷とし各設定荷重段階毎に、水平せん断力 Q_h 、柱頭および柱脚間の相対たわみ δh 、主筋およびせん断補強筋の歪が計測された。

(ii) 最大耐力および荷重たわみ曲線

実験より得られた供試体最大耐力 $v_u (= Q_u / b_j d)$ とせん断補強筋面積比 p_w とその降伏強度 $w f_y$ の積 $p_w \cdot w f_y$ との関係を全供試体につき、図5.7に示す。

同図中に引かれた2本

の曲線は、第4章(4.8)式で与えられた柱のせん断補強筋の補強効果式を表しており、 $p_w \cdot w f_y = 0$ に於ける斜張力ひびわれ耐力 v_s は実験観察により得られた値を用いた。

柱供試体が斜張力ひびわれの発生、せん断補強筋の降伏、クリティカル断面圧縮域コンクリートの圧壊という

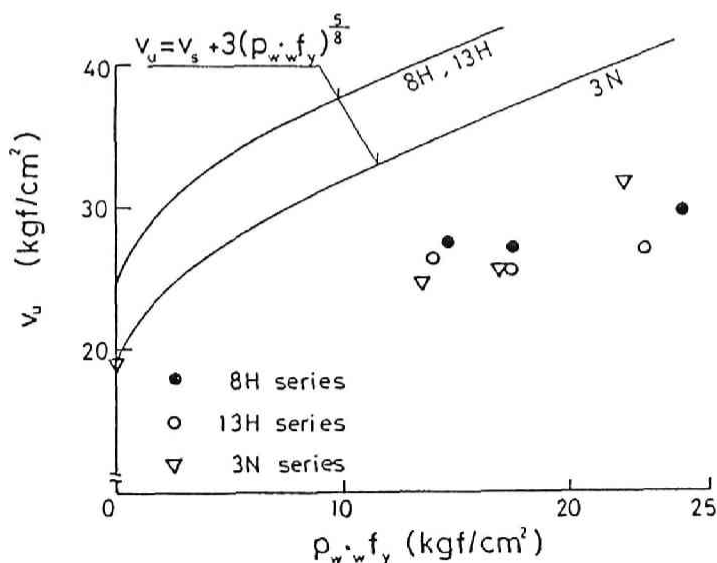


図5.7 最大耐力 v_u と $p_w \cdot w f_y$ の関係

過程で破壊に至るならば当然、実験値は図中の曲線にのる筈である。しかし、実験値はかなり小さな値を示しており破壊形式が第4章で扱ったものと異なっており、供試体の破壊後の外観（写真5.1に実験終了後に於ける外観の典型的なものを示した）より、付着割裂せん断破壊していることがわかる。また、 $p \cdot w \cdot f \cdot y$ の増大に対す

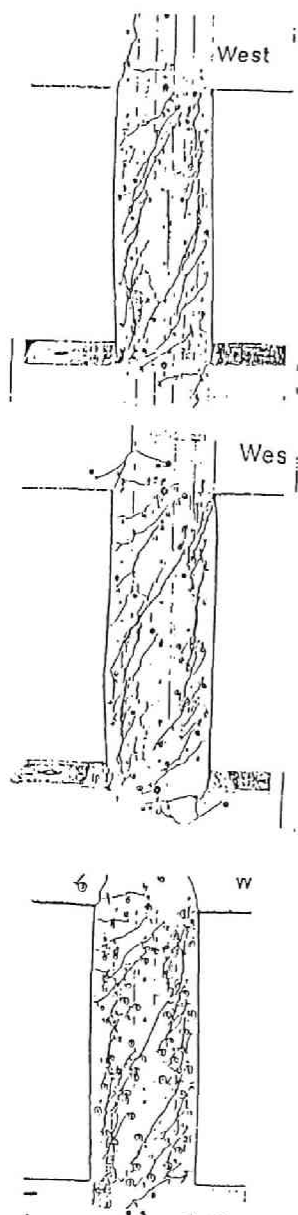


写真 5.1

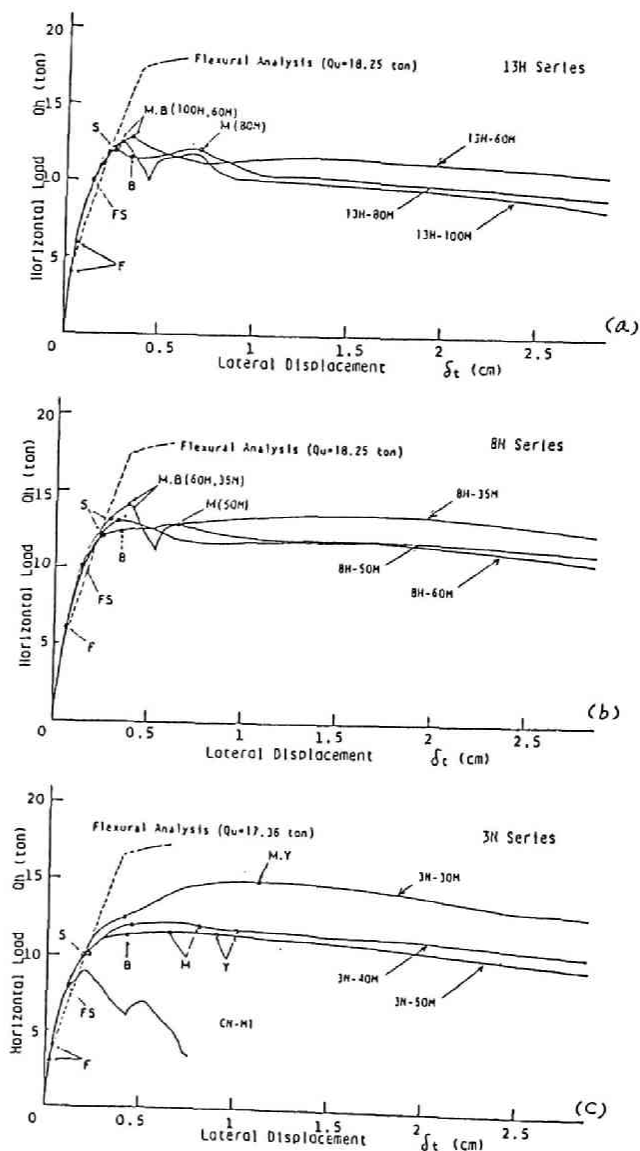


図5.8 せん断力-相対たわみ曲線

る v_u の増加が少なくせん断補強筋の補強効果が極めて低い。 よって、この種の破壊には第4章で示したせん断補強効果式が適用出来ない。 すなわち主筋の伝達付着作用が不完全なために、せん断補強筋が斜張力ひびわれを拘束し十分なせん断補強効果を発揮する迄に主筋の割裂付着破壊により柱が破壊したわけで、伝達付着作用が生じている場所に配置されたせん断補強筋の、異形鉄筋の割裂付着耐力への寄与が柱の耐力に直接関与する。

一方、図5.8に実験より得られた水平せん断力 Q_h と層間たわみ δ_h の関係を各シリーズ毎にまとめて示した。 図中に示した F, FS, S, B, M の各点は、曲げひびわれ、曲げせん断ひびわれ、斜張力ひびわれ、付着割裂ひびわれの発生および最大耐力時に対応している。 図中の曲げ解析曲線との比較より明らかなように総ての供試体が曲げ耐力に到達していないにも拘らず、せん断破壊に特有の急激な耐力の低下が認められず、 $Q_h - \delta_h$ 曲線は極めて塑性的性質の強い変形特性を示している。 ただ一つの例外として、せん断補強筋の無い CN-M1 供試体のみがぜいせいの破壊様相を示した。 この事より、せん断補強筋の存在が付着割裂ひびわれの発生以後の被りコンクリートが剝離していく過程において異形鉄筋の付着応力-滑り関係にじん性を与えている事が判る。

(iii) 実測最大付着応力とせん断補強筋の効果

供試体のひびわれ状態を参考にして、図5.9の主筋の A-A' 間および B-B' 間を伝達付着作用の生じる領域と仮定し、そこでの平均付着応力を A, A', B および B' の各点に貼付した抵抗線歪計の計測歪より算出した。

これらの値の最大値を τ_m とし、縦軸にコンクリート圧縮強度の平方根でこれを除した $\tau_m / \sqrt{F_c}$ を、横軸に $p_w \cdot w_{fy}$ および p_w をとって描いたのが図5.10 (a), (b) である。 なお、 τ_m の値は A-A' 間および B-B' 間で得られた値の最大値の平均値とした。 同図 (a) より明らかなように、 $\tau_m / \sqrt{F_c}$ の値は $p_w \cdot w_{fy}$ が同じであっても同一の値にならないことがわかる。 すなわち、異形鉄筋の割裂付着耐力に対するせん断補強筋の効果が $p_w \cdot w_{fy}$ では表せないことを意味している。 一方、同図 (b) を見ると、 $\tau_m / \sqrt{F_c}$ と p_w の関係はほぼ一本の

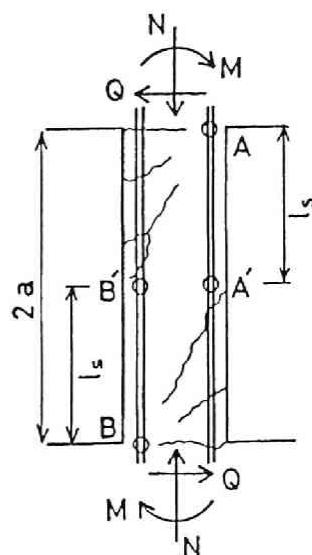


図5.9 伝達付着領域

直線で表すことが可能であり，このことよりせん断補強筋の補強効果が p_w で表し得ることがわかる． また，同図（b）中には供試体柱が層間たわみ $\delta_t = 1 \text{ cm}$ の時の値が示されているが， p_w が大きい程 $\tau_m / \sqrt{F_c}$ との差が小さく， p_w が小さい程その差が大きい． これは，異形鉄筋の付着応力－滑り関係がせん断補強筋の存在に

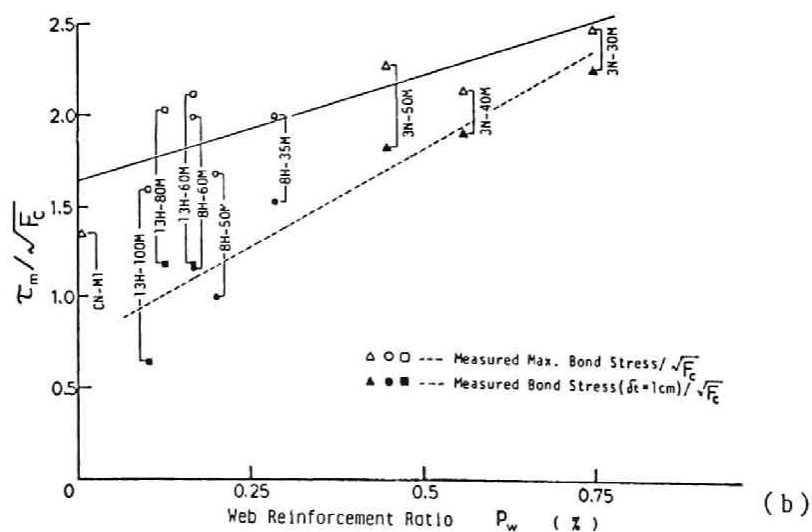
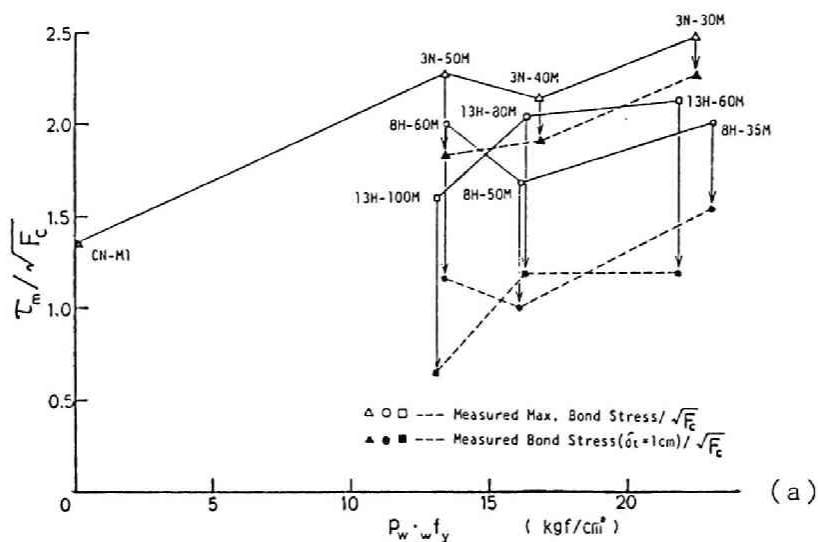


図 5. $\tau_m / \sqrt{F_c} - p_w \cdot w f_y$ および $\tau_m / \sqrt{F_c} - p_w$ 関係

よって、よりじん性に富んだものになることを意味しており、その効果は $p_w \cdot w_f y$ によってではなく、 p_w によって表される。以上より鉄筋コンクリート柱における異形鉄筋の割裂付着耐力および付着割裂ひびわれが発生して後の付着応力-滑り関係におけるじん性⁵⁴⁾への寄与は p_w によって表され $w_f y$ の増大は効果が無い。これは、後藤・森田等の異形鉄筋に関する割裂付着試験の結果と対応している。

(iv) セン断補強筋の挙動

斜張力ひびわれの発生より柱最大耐力に至るまでの、セン断補強筋の挙動は、各供試体ともにほぼ同じであった。その一例として、図5.11に、3N-30M供試体のセン断力変化に伴う柱軸方向単位長さ当たりのセン断補強筋引張力変化の関係を示した。斜張力ひびわれの発生以後、斜張力ひびわれ発生領域におけるセン断補強筋引張力が、セン断力の増大に伴って徐々に増大していく。セン断力が12tonを越えると、柱中央部のセン断補強筋引張力が増大し始める。これは、主筋の滑動に伴って生じる異形鉄筋リブのくさび作用に抗して生じているものであり、セン断力の増大に伴ってセン断補強筋の横拘束力は急激

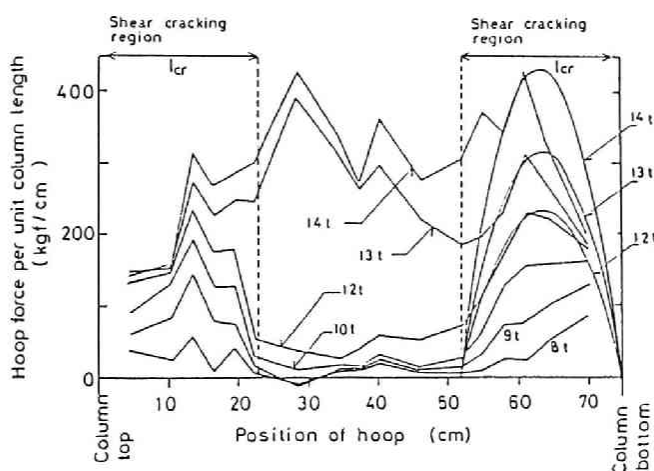


図5.11 セン断補強筋引張力変化 (3N-30M)

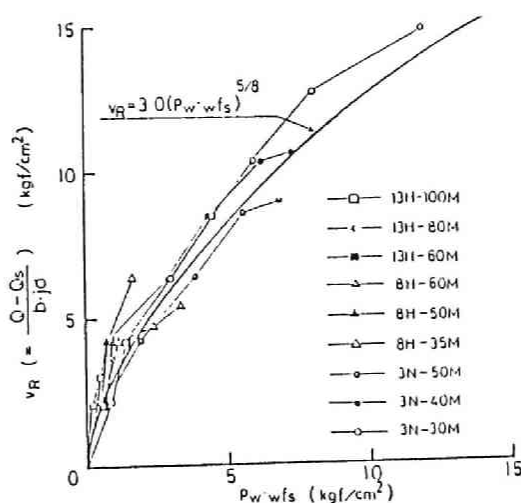


図5.12 $v_R - p_w \cdot w_f \cdot s$ 関係

に増大している。以上のせん断補強筋引張力変化に関する考察より、供試体柱が斜張力ひびわれの発生、柱中央部分の主筋の滑動という経路を辿って破壊に至ったことが確認できる。一方、図5.1.1中⁵⁵⁾には、斜張力ひびわれ領域におけるせん断補強筋の引張力の分布を、Paulayが行ったと同様に、放物線分布と仮定した時の分布曲線が12.13および14 tonの各せん断力に対して示されているが、ほぼ実験結果と対応しているものと考えられる。

さて、第4章で述べたように、せん断破壊に至る柱のせん断補強筋比とその平均応力の積 $p_w \cdot w f_s$ と斜張力ひびわれ発生以後の耐力上昇 v_R の関係は、

$$v_R = 3.0 \cdot (p_w \cdot w f_s)^{5/8}$$

で表現出来ることを示した。本実験より得られた各供試体に対する、斜張力ひびわれ発生領域における $p_w \cdot w f_s$ と v_R の関係を図5.1.2にまとめて示した。同図より明らかなように、せん断破壊する柱に対して定義された $v_R - p_w \cdot w f_s$ 関係が、ここで扱っている付着割裂せん断破壊の場合にも適用可能である。

5.3 異形鉄筋の割裂付着耐力に関する既応の研究

(i) 異形鉄筋の割り裂き作用

異形鉄筋の付着力発現機構は、丸鋼のそれとは全く異なり鉄筋表面のリップによる機械的作用が殆どである。図5.1.3⁵⁶⁾に角により示された異形鉄筋の滑り機構を示すが、リップが周辺コンクリートを押し広げようとするウェッジ作用に抵抗する拘束力の鉄筋軸方向分力が付着力となる。通常、主筋は断面周辺に配置される為、被りコンクリートの厚さが充分でないと上に述べたウェッジ作用で被りコンクリートが跳ね飛ばされて付着作用が失われる事がある。これにより柱が破壊に至るのが付着割裂せん断破壊で、主筋とコンクリートの間での伝達うる最大付

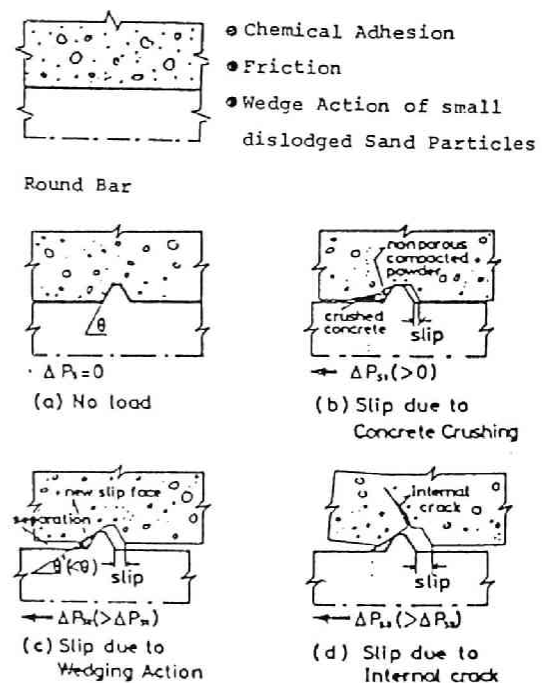


図5.1.3 異形鉄筋の滑り機構

着応力が柱のせん断耐力を規制することになる。 付着割裂現象の理解を助ける為に、図 5. 1 4 に吉岡・武田⁵⁷⁾によって示された 2 つの破壊パターンと、主筋の割裂力に有効に抵抗する柱軸方向単位長さにおけるコンクリート面積 y を示した。 異形鉄筋の滑動により、リブのウェッジ作用が生じその分力として軸方向の付着力と鉄筋半径方向の割裂力が生じる。 異形鉄筋リブのウェッジ力の鉄筋軸に対する角度を θ とすると、鉄筋単位長さに対する付着力 F_b と割り裂き力 F_s は下の関係式で結び付けられる。

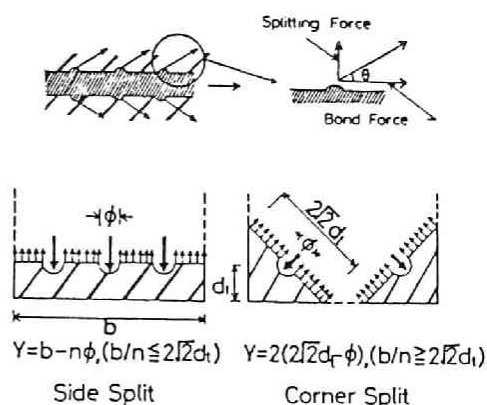


図 5. 1 4 異形鉄筋の付着力と割り裂き力

$$F_s = F_b \cdot \tan\theta \quad (5.1)$$

ここで先に述べたコンクリートの有効面積を表す値 y を用いて、コンクリートの最大割り裂き抵抗力を求め F_s と等置することにより割裂付着耐力 τ_u が求まる。

$$\tau_u = \frac{1}{\sum \Psi} \cot\theta \cdot y \cdot \alpha \cdot F_t \quad (5.2)$$

α : 割裂面におけるコンクリート引っ張り応力平均値の F_t に対する比率, y : 有効面積を表す値で図 5. 1 4 の 2 つの破壊パターンに対しては次式のごとくに与えられる。

$$\text{Side Split} \quad \text{---} \quad b - n\phi \quad (b/n \leq 2\sqrt{2}d_t)$$

$$\text{Corner Split} \quad \text{---} \quad 2 \cdot (2\sqrt{2}d_t - \phi) \quad (b/n > 2\sqrt{2}d_t)$$

ϕ, n : 鉄筋径とその本数, d_t : 鉄筋中心迄の被り厚さ

せん断補強筋の補強効果を全く考えない場合には以上のごとく比較的簡単に異形鉄筋の割裂付着破壊機構を推定することができる。 以上、極めて単純な破壊形式について若干の考察を加えた。 なお本論文は、異形鉄筋の割り裂き付着破壊機構を論じる事が目的ではなく、柱のせん断破壊モードのひとつ含まれる材料の破壊というところえかたをしており、割り裂き付着破壊機構の詳細については、文献(58)を参照されたい。

(ii) 割り裂き付着耐力に関する既往の実験式

異形鉄筋の割裂付着耐力に関しては、前項で述べたような内部機構の観察に基づいて幾つかの耐力算定用実験式が提案されている。それらのうちの代表的な3式を以下に紹介する。

57)

吉岡・武田式

吉岡・武田は、先に述べた(5.2)式において、割り裂き力と付着力の合力の角度を $\theta = 45$ 度、コンクリートの引張強度を $F_t = 1.8 \cdot \sqrt{F_c}$ と仮定し下に示す付着耐力式を誘導した。

$$\tau_u = \frac{\alpha}{n\pi\phi} \cdot y \cdot 1.8\sqrt{F_c} = \left(\frac{\alpha}{\pi}\right) \frac{1.8\sqrt{F_c}}{n \cdot \phi} \cdot y = K_{BO} \frac{1.8\sqrt{F_c}}{n \cdot \phi} \cdot y \quad (5.3)$$

ここで K_{BO} は実験より求まる定数としており、鉄筋コンクリート短柱の実験結果より、 $K_{BO} = 1/3$ を与えている。すなわち、割り裂き面におけるコンクリート引張応力の平均値のコンクリート引張強度に対する比率 α がほぼ1.0であることを示しており、異形鉄筋のウェッジ作用による被りコンクリートの割り裂きが割り裂き面全体にわたって同時に起きることになる。ただし、(5.3)式には、せん断補強筋の効果は含まれていない。

59)

Jirsa 式

Jirsa 等は、鉄筋コンクリート柱の付着割裂破壊現象を対象としてではなく、梁に於ける重ね継手の伝達長さを合理的に決定する為の付着試験結果をまとめる事により(5.4)式で示す付着耐力式を提案した。これは、水平下端筋に対するもので、伝達長さ、横補強筋効果が含まれている所に特徴があり以後に発表された諸式も類似の思想に基づいている。

$$\tau_u = 0.265 \cdot \sqrt{F_c} \cdot \left(1.2 + \frac{3 \cdot c}{\phi} + 50 \frac{\phi}{l_s} + \frac{A_{tr} \cdot f_{yt}}{35.2 \cdot s \cdot \phi} \right) \quad (5.4)$$

c : 鉄筋間のあきの半分もしくは被り厚さの小さい方, l_s : 伝達長さ, A_{tr} : 主筋一本当たりの横補強筋断面積, s , f_{yt} : 横補強筋間隔とその降伏強度, ϕ : 主筋直径, F_c : コンクリート圧縮強度

Jirsa式に於て、伝達長さ l_s が含まれているのは割裂付着破壊現象が鉄筋引張端から生じて、各個撃破的に進行することを考慮すれば妥当と言える。しかし、(5.

4) 式では、横補強筋の降伏強度がそのまま τ_u に寄与するとされているが、著者の実験結果のところで説明したように、降伏強度の増大が割裂付着耐力を比例的には増加させない。よって、Jirsa 式は、高強度の横補強筋を用いた場合にはその効果を過大評価することになる。

(60), (61)

森田・藤井式

森田・藤井等は、図 5. 15 に示す 2 つの割裂パターンに対して有効コンクリート抵抗面積に対応する係数 b_i を用いて割裂付着耐力算定式として (5. 5) 式を導いた。

$$\tau_u = \left(0.307 \cdot b_i + 0.427 + 24.9 \frac{A_t \cdot k}{s \cdot m \cdot d_b} \right) \sqrt{F_c} \quad (5. 5)$$

ただし、 $24.9 \frac{A_t \cdot k}{s \cdot m \cdot d_b} \leq 0.87$

b_i : $b_{si} = \frac{b}{m \cdot d_b} - 1$ または $b_{ci} = 2 \cdot \left(\frac{C_s + C_b}{d_b} + 1 \right) - 1$



Corner Split

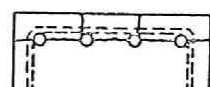
の小さい方の値

b : 断面幅, m : 主筋本数, d_b : 主筋直径, s : 横補強

筋間隔, C_s : 側面被り厚さ, C_b : 底面被り厚さ

A_t : 1組の横補強筋断面積, F_c : コンクリート圧縮強度

k : $b_i = b_{si}$ の時 1, 0, $b_i = b_{ci}$ の時 $\sqrt{2}$



Side Split

(5. 5) 式は水平上端筋に対するものであり、一般の鉄筋に適用する場合には、1. 22 倍するよう指示されている。またこの式は、横補強筋の効果を示す項にその降伏強度が含まれておらず、伝達長さが含まれていないのが特徴である。以上、幾つかの割裂付着耐力算定式を紹介した。これらの式においても、伝達長さ、横補強筋の降伏強度、隅角部鉄筋と断面中央部鉄筋の間での明らかな付着特性の違い等が問題点として残されている。しかし、部材としての柱の付着割裂せん断破壊耐力を解析する為には、材料特性としての異形鉄筋の割裂付着耐力が必要不可欠であり、次節以下の有限要素法解析およびモデル解析に於ては、(5. 4) および (5. 5) 式で与えられた Jirsa 式および森田・藤井式を用いて異形鉄筋の割裂付着耐力を推定し数値計算に用いた。

図 5. 15 割裂形式

5.4 有限要素法解析による付着割裂せん断破壊機構の解析

前節で述べたRC柱の実験より、典型的な2供試体を取り出して有限要素法解析を実施し、柱内部に於ける応力の流れ、破壊に至る過程および破壊の条件等について調査した。調査対象供試体は、表5.1におけるCN-M1 ($p_w = 0\%$) および3N-30M ($p_w = 0.747\%$) の2体である。図5.16にコンクリート要素の分割および主筋、せん断補強筋のトラス材の配置を示した。コンクリート要素は、3節点の三角形要素である。主筋とせん断補強筋は、線材として扱われており、それらの節点はボンドリンクを介して対応するコンクリート要素の節点に結合されている。また、本モデルの最大の特徴は、曲げひびわれおよびせん断ひびわれの発生場所を、実験に於けるひびわれ状況を参考にしてあらかじめ設定しておき、そこにクラックリンクにより結合された2重節点を仮定している点である。このクラックリンクは、ボンドリンクとほぼ同じで、仮想ひびわれ面の2節点をひびわれ面に直角なバネと平行なバネで結合したものである。ひびわれの発生は、このひびわれ面に直角方向のバネ引張力が所定の大きさ（コンクリートの引張強度および1個のクラックリンクの支配面積により決まる）に達した時にバネが切断することにより表現し、開放節点力を両側の2重節点に加えた。鉄筋の応力-ひずみ関係は、バイリニアールと仮定し降伏後の第2分枝の勾配は、弾性剛性の0.01倍とした。コンクリートの応力-ひずみ関係も同様バイリニアールと仮定し、曲げ圧縮限界ひずみを0.35%とし、このひずみに到達した時点で、コンクリート要素が圧壊したものとみなして開放節点力を加えた。また、前節の実験に於て、せん断補強筋の存在する場合に於ては、主筋の付着応力-滑り関係が弾塑性的性質を示すことが明らかになっていることより、ボンドリンクには、完全弾塑性的性質を与え、弾性時の剛性として $K = 10000 \text{ kgf/cm}^2$ を与え、

限界付着応力 τ_u としては、

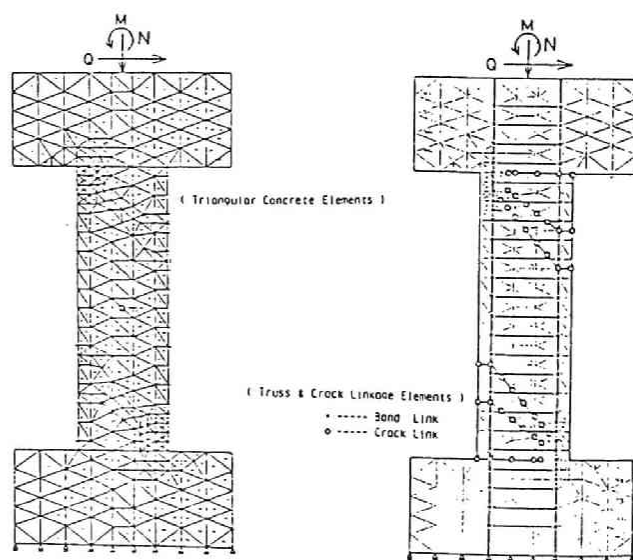


図5.16 要素分割と各リンクエレメント

表 5. 2 解析に於ける諸値

Concrete	$F_c=140 \text{ kg/cm}^2$ $E_c=1.75 \text{ kg/cm}^2$ $E_s=0.01 \times E_c$
Reinforcing bar	$A_s=8.61 \text{ cm}^2$ $f_y=4500 \text{ kg/cm}^2$ $E_s=1.87 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $E_s=0.01 \times E_s$
Hoop	$A_s=0.56 \text{ cm}^2$ $f_y=2880 \text{ kg/cm}^2$ $E_s=1.38 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ $E_s=0.07 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$
Bond link (3N-30M)	$\tau_u=29 \text{ kg/cm}^2$ (CN-M1) $\tau_u=16 \text{ kg/cm}^2$ $K=1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^3$
Crack link	$F_t=17.3 \text{ kg/cm}^2$ $K=5 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

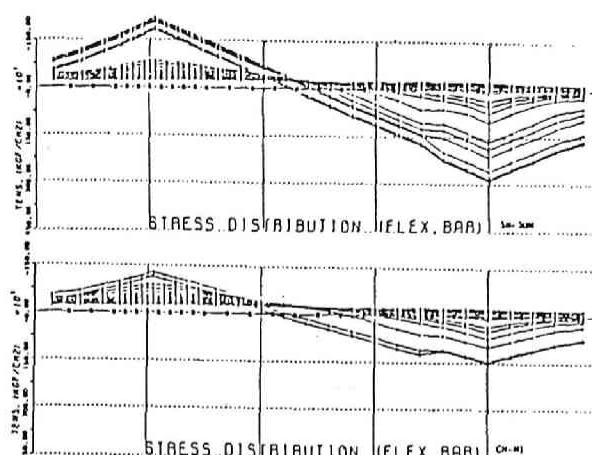


図 5. 17 主筋応力の変化

実験に於て計測された値を用いた。なお、2軸応力状態に於けるコンクリート圧縮強度の増大は考慮していない。表 5. 2 に有限要素法解析に於て用いた諸値をまとめて示した。数値計算は、荷重増分法により行い。コンクリート要素が次々に圧壊して解が得られなくなった時点で計算を中止し、柱の破壊点とした。図 5. 17 に主筋応力の変化を、図 5. 18 および 5. 19 に荷重-たわみ曲線の解析結果を実験結果と共に示した。

なお、図 5. 18 および 5. 19 には、圧縮域コンクリート要素の圧壊が連続的に生じて解が得られなくなる直前の柱の変形状態および主応力の流れが示されている。

図 5. 18 および 5. 19 より明らかなように、CN-M1 に於ては、主筋の付着応力が設定した付着耐力に到達した後の柱耐力の上昇が少なく、直ちに圧縮域コンクリートの圧壊で柱が破壊に至っているのに対して、3N-30M では、付着応力-滑り関係が塑性域に入ってから、かなりの柱耐力の上昇が認められる。また、主応力の流れより、せん断補強筋と斜めひびわれにより形成される扇形トラス部分のコンクリート斜め圧縮束にもかなり大きな応力の流れが生じており、有限要素法解析以外のマクロな解析モデルを用いる場合に於ては、無視出来ないものである。解析により得られた荷重-たわみ曲線は、図 5. 18 および 5. 19 中に示した実験曲線とかなり良く一致しており、ここで用いた程度の解析レベルのものでも、マクロな解析モデルを抽出する為には十分であるものといえる。本有限要素法解析より得られた諸知見および実験観察結果に基づいて時節で述べる実用的な RC 柱の付着割裂せん断耐力算定モデルが考案された。

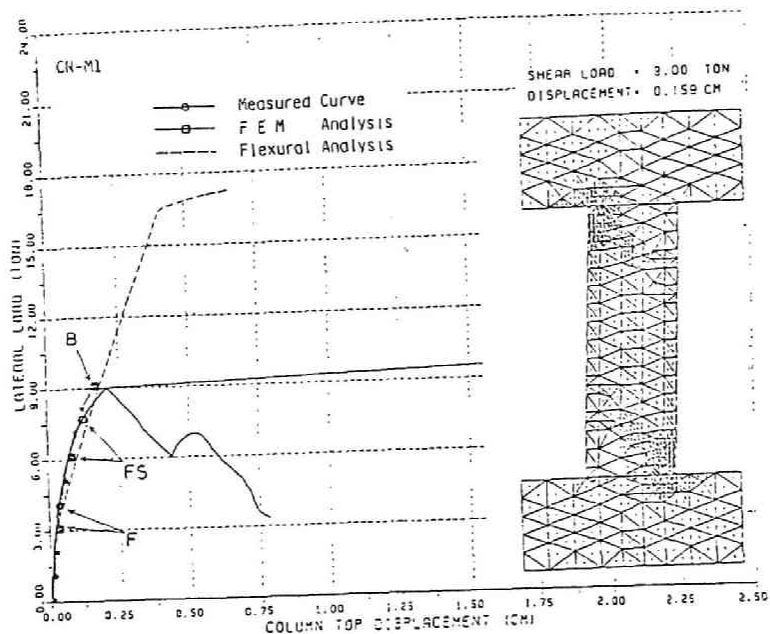


図 5. 18 荷重-たわみ曲線 (CN-M1)

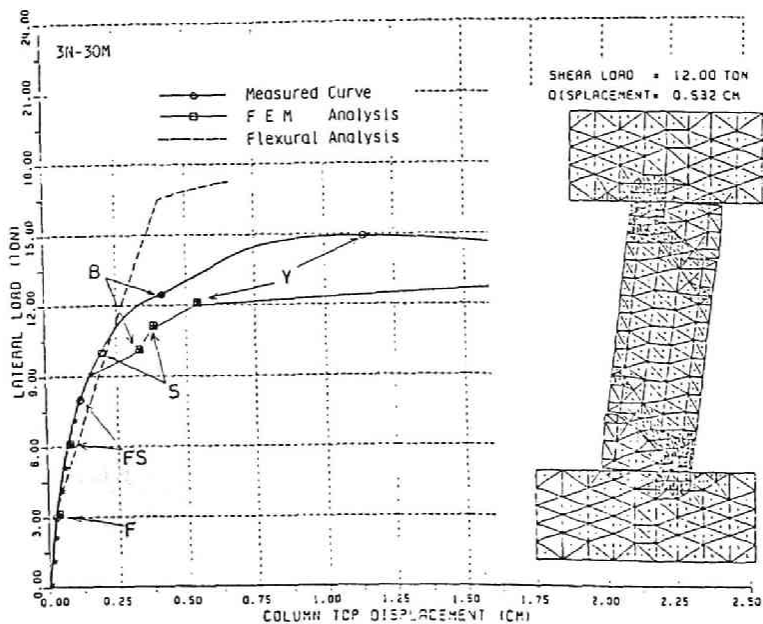


図 5. 19 荷重-たわみ曲線 (3N-30M)

5.5 付着割裂せん断耐力の解析

異形鉄筋の割り裂き作用によって付着力が或る限界値に達し、その結果引張鉄筋の効率が低下し柱が破壊に至るのが付着割裂せん断破壊である。別の見方をすれば、柱内部に形成される仮想トラスの節点破壊と言うこともできる。ここでは、軸力、曲げモーメントおよびせん断力を同時に受けて、逆対称モーメント分布を形成した鉄筋コンクリート柱の付着割裂せん断破壊耐力を解析的に求める。

(i) 解析モデルの設定

実験観察におけるひびわれ状態（写真5.1参照）および予備的に行った有限要素法解析の結果等を参照して図5.20に示すような付着割裂せん断耐力を求める為のモデルを設定した。モデルは、2本の斜張力ひびわれで分割された柱中央部に形成されたコンク

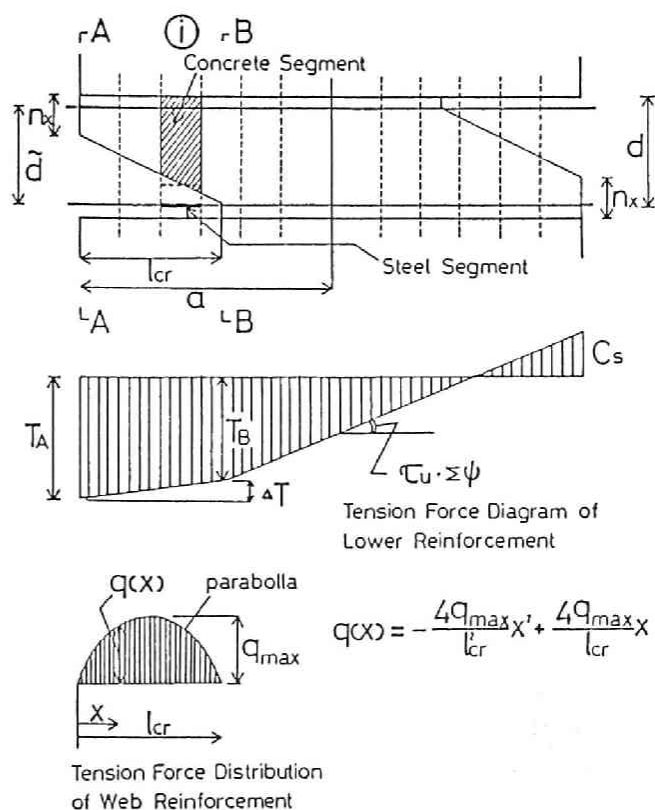


図5.20 解析に用いたモデル

リート自由体と柱頭、柱脚部の三角形部分である。このコンクリート自由体は柱軸方向に有限個のコンクリートセグメントに分割される。一方、斜張力ひびわれ下部（上部）の三角形部分に対しては、後で述べる扇形圧縮応力場が適用される。解析においては、柱全長にわたる主筋ひずみの積分値と同じ位置でのコンクリートひずみ積分値を等置するという変形の適合条件を用いた。これは、主筋の割り裂き作用による滑りが生じる為に断面に対するひずみの適合条件（平面保持の仮定等）が使えなくなる為で、付着の無いアンボンドプレストレストコンクリート部材においてしばしば

63) 用いられる解析法である。なお、実際の数値計算に於ては、扱う柱が逆対称モーメント分布状態である為、全長の半分のみを解けばよい。

(ii) 解析に於ける基本仮定

解析においては以下に列挙する仮定を用いた。

(a) 柱の破壊は、柱梁接合面に隣接するコンクリートセグメントの圧壊に依って生じ、その時の上縁圧縮ひずみは、下に示す曲げ圧縮限界ひずみに到達している。なお、この破壊時限界ひずみに関しては、Walther の理論によれば第2章2.10式で示したように、圧縮強度の低下分だけ減少する。しかし基本となるひずみとして、中心圧縮試験時に於ける最大応力時の値をとっており曲げ作用の影響が含まれていない。⁸⁾ また、Morrow and Viestのせん断モーメント理論においては破壊時限界ひずみとして曲げ破壊時と同じ値を用いている。¹⁰⁾ よって、ここでは破壊時限界ひずみとして曲げ圧縮限界ひずみを用いた。

$$\varepsilon_{cu} = 0.00413 \cdot (1 - F_c/2000) \quad (5.6)$$

(F_c : コンクリート圧縮強度)

(b) 先に述べたコンクリートセグメントにおいては、平面保持の仮定が成立する。

(c) せん断補強筋の斜張力ひびわれ領域に於ける引張力分布は、Paulayによる実験および著者の実験結果(図5.11)を参照し2次放物線とする。⁵⁵⁾

(d) 斜張力ひびわれ領域外に於ける主筋付着応力は異形鉄筋の割裂付着耐力 τ_u に到達している。

(e) 斜張力ひびわれ領域に於ける主筋引張力の変化は、3章の図3.12において示した機構のうち、扇形圧縮応力場により形成されるトラス機構によるものとし、コンクリートの負担(曲げひびわれにより形成されたコンクリート片持梁の斜張力ひびわれ発生以後に於ける残存抵抗、3章図3.13参照)は無視する。

(iii) 解析に於ける基本数値の計算

(a) せん断補強筋の負担せん断力とその引張力分布

仮定で述べたように、せん断補強筋引張力分布は2次放物線であるから、任意断面位置での柱軸方向単位長さ当たりの引張力 $q(x)$ は次式のごとくになる。

$$q(x) = -\frac{4 \cdot q_{\max}}{l_{cr}^2} x^2 + \frac{4 \cdot q_{\max}}{l_{cr}} x \quad (5.7)$$

q_{\max} : 柱軸方向単位長さ当たりの最大引張力, x_i : A-A断面からの距離, l_{cr} : 斜張力ひびわれ領域長さで $l_{cr} = (1 - Q_o / Q_s) \cdot a$ — (5.8), Q_o : A-A断面に於ける引張鉄筋力が0になる時のせん断力, a : せん断スパン長さ
斜張力ひびわれ発生以後のせん断力増分を Q_R とすると, 第4章で定義したせん断補強効果式 (4.8) 式に於けるせん断補強筋降伏強度 $w f_y$ を $w f_s$ で置換えることにより Q_R は, 下式で表すことができる。

$$Q_R = v_R \cdot b \cdot jd = 3.0 \cdot (p_w \cdot w f_s)^{5/8} \cdot b \cdot jd \quad (5.9)$$

一方, $w f_s$ はせん断補強筋の斜張力ひびわれ領域における平均応力であるから, 次式が成立する。

$$\int_0^{l_{cr}} q(x) dx = \frac{2}{3} q_{\max} \cdot l_{cr} = p_w \cdot w f_s \cdot b \cdot l_{cr} \quad (5.10)$$

(5.9) および (5.10) 式より, $p_w \cdot w f_s$ を消去すれば q_{\max} と Q_R に関する下の関係が得られる。

$$q_{\max} = 1.5 \cdot (Q_R / 2.63 \cdot b \cdot d)^{1.6} \cdot b \quad (5.11)$$

ここで, $jd = 0.875d$ と仮定された。

(b) 鉄筋力の分布

図5.20のA-A断面に於ける引張鉄筋の引張力を, T_A , 斜張力ひびわれ終端部B-B断面のそれを T_B とする。この間での引張力変化 ΔT がすべて扇形圧縮応力場に形成されたトラスに帰するものとする, 下式が得られる。

$$\Delta T = T_A - T_B = \int_0^{l_{cr}} q(x) \frac{x}{d - n_x} dx \quad (5.12)$$

(5.12) 式に (5.7) 式を代入すれば,

$$\begin{aligned} \Delta T &= \frac{q_{\max}}{(d - n_x)} \int_0^{l_{cr}} \left(-\frac{4x^3}{l_{cr}^2} + \frac{4x^2}{l_{cr}} \right) dx \\ &= \frac{q_{\max}}{(d - n_x)} \left[-\frac{4x^4}{4l_{cr}^2} + \frac{4x^3}{l_{cr}} \right]_0^{l_{cr}} = \frac{q_{\max}}{3(d - n_x)} l_{cr}^2 \quad (5.13) \end{aligned}$$

A-A断面とB-B断面間の任意断面での鉄筋引張力は、当該断面のA-A断面からの距離を x_i とすれば、(5.13)式の積分の上限値を x_i とすることにより得られる。

$$T_{xi} = T_A - \frac{q_{max}}{d-n_x} \left[-\frac{4}{3} \frac{x_i^3}{l_{cr}^2} + \frac{4}{3} \frac{x_i^3}{l_{cr}^3} \right] \quad (5.14)$$

一方、B-B断面を越える部分の鉄筋力分布は、そこでの付着応力が異形鉄筋の割り裂き付着耐力 τ_u に到達しているという仮定に基づいて決定することが出来る。図5.21に鉄筋力の分布を示すが、上端筋と下端筋の分布は逆対称分布をしている。よって、解析では半スパンのみを扱えばよく、図5.21の左半分に対する鉄筋力の分布は下式で与えられる。

上端筋

$$T_{xi}^u = C_s + x_i \cdot \tau_u \cdot \Sigma \Psi = T_B - (2 \cdot a - l_{cr} - x_i) \tau_u \cdot \Sigma \Psi \quad (5.15)$$

ここで $\Sigma \Psi$ は、鉄筋周長和を表しており、 x_i はA-A断面からの距離を表す。

下端筋

$0 < x_i < l_{cr}$ の範囲に対し

では(5.14)式が用いられる。

$l_{cr} \leq x_i < a$ の範囲に対し

では、

$$T_{xi}^l = T_B - (x_i - l_{cr}) \cdot \tau_u \cdot \Sigma \Psi \quad (5.16)$$

(c) 任意断面に於ける軸方向

合力 N_i と内力モーメント M_i

A-A断面より x_i の距離に於ける N_i と M_i は扇形圧縮応力場に対応する $NFAN(x_i)$ および $MFAN(x_i)$ 、コンクリート自由体を分割することによって生じた各コンクリート

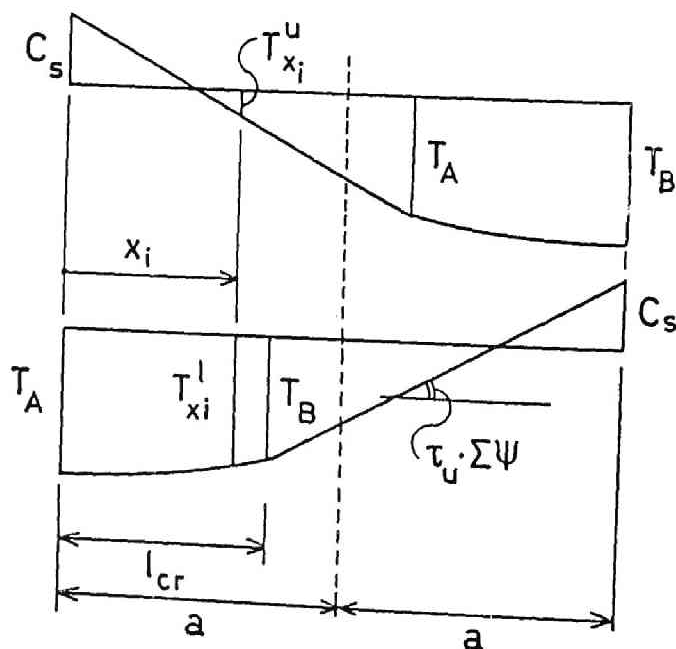


図5.21 鉄筋力分布図

セグメントに対応する $N_c(x_i)$ および $M_c(x_i)$ ，鉄筋力に対応する $N_s(x_i)$ および $M_s(x_i)$ の3つに分割出来る。そこで，以下において各々の値を別個に求めそれらの総和として N_i および M_i を表すことにする。

$N_{FAN}(x_i)$ ， $M_{FAN}(x_i)$

図5.22に，斜張力ひびわれ領域 l_{cr} とそこに仮定された扇形圧縮応力場と応力の流れを示した。ここでの斜め圧縮力は，すべてA-A断面の圧縮縁より n_x の距離にあるO点へ向っているものとする。さて，図5.22中に斜線ハッチで示した，基部をA-A断面から x の距離の点Xに持ったコンクリートの圧縮斜材を考える。点Xに於ける軸鉄筋長さ dx に対する付着力を $B(x)$ とすると，力の釣合より，

$$B(x) = q(x) \cdot \cot\theta \cdot dx, \quad \cot\theta = \frac{x}{d - n_x} \quad (5.17)$$

となる。また今考えている圧縮斜材の斜め圧縮力の水平方向成分 $C(x)$ は $B(x)$ と等しく $C(x) = B(x)$ となる。図5.22の $i-i$ 断面に於ける $N_{FAN}(x_i)$ および $M_{FAN}(x_i)$ は $C(x)$ および $C(x)$ に腕長を乗じた値を積分することにより (5.18) および (5.19) 式のごとくに得られる。

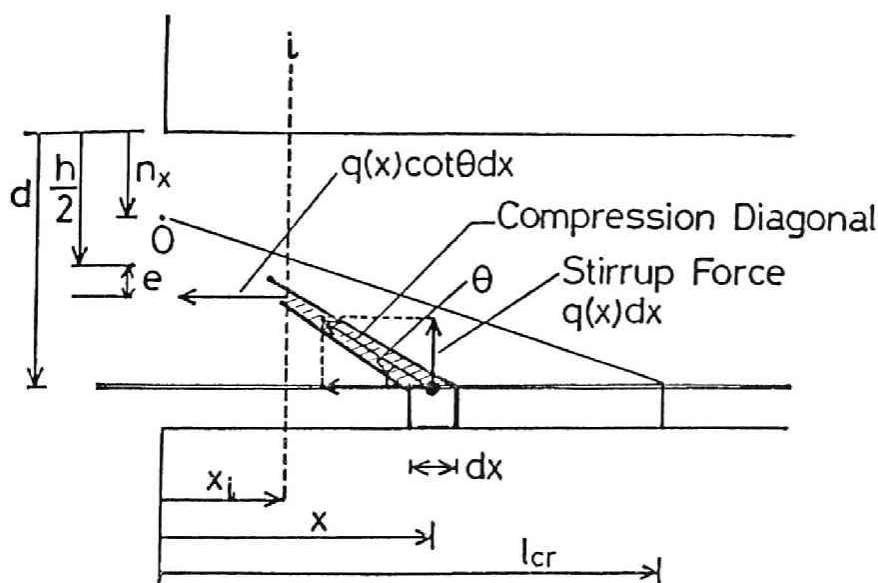


図5.22 扇形圧縮応力場の仮定と応力の流れ

$$N_{FAN}(x_i) = \int_{x_i}^{1_{cr}} C(x) dx = \int_{x_i}^{1_{cr}} q(x) \cot \theta dx = \frac{1}{d-n_x} \int_{x_i}^{1_{cr}} q(x) x dx \quad (5.18)$$

$$\begin{aligned} M_{FAN}(x_i) &= \int_{x_i}^{1_{cr}} -C(x) \{d - 0.5h - (x - x_i) \tan \theta\} dx \\ &= - \int_{x_i}^{1_{cr}} q(x) \cot \theta \{d - 0.5h - (x - x_i) \tan \theta\} dx \\ &= \left[\frac{h}{2(d-n_x)} - \frac{d}{d-n_x} + 1 \right] \int_{x_i}^{1_{cr}} q(x) x dx - x_i \int_{x_i}^{1_{cr}} q(x) dx \quad (5.19) \end{aligned}$$

ここで、(5.18) および (5.19) 式中の積分項は (5.7) 式を用いて実行すれば以下のごとくなる。

$$\int_{x_i}^{1_{cr}} q(x) dx = \left[-\frac{4q_{max}}{3l_{cr}^2} x^3 + \frac{4q_{max}}{2l_{cr}} x^2 \right]_{x_i}^{1_{cr}} = -\frac{4q_{max}}{l_{cr}} (1_{cr}^3 - x_i^3) + \frac{2q_{max}}{l_{cr}} (1_{cr}^2 - x_i^2) \quad (5.20)$$

$$\int_{x_i}^{1_{cr}} q(x) x dx = \left[-\frac{4q_{max}}{4l_{cr}^2} x^4 + \frac{4q_{max}}{3l_{cr}} x^3 \right]_{x_i}^{1_{cr}} = -\frac{q_{max}}{l_{cr}^2} (1_{cr}^4 - x_i^4) + \frac{4q_{max}}{3l_{cr}} (1_{cr}^3 - x_i^3) \quad (5.21)$$

$N_c(x_i)$, $M_c(x_i)$

次に図 5.20 中に斜線で示したコンクリート自由体の分割された各セグメントの軸方向内力 $N_c(x_i)$ および重心軸に対する内力のモーメント $M_c(x_i)$ を求める。各セグメントには平面保持が成立し、セグメント内では軸方向にひずみ勾配がないものとすれば図 5.23 に示すひずみ分布に対して $N_c(x_i)$ および $M_c(x_i)$ は容易に求めることができる。第 i 番目セグメントの上縁ひずみを ϵ_{iu} 、下縁ひずみを ϵ_{il} とし、セグメントの高さを n_i とすると、

$$N_c(x_i) = b \cdot \int_0^{n_i} \sigma dy \quad (5.22)$$

$$M_c(x_i) = b \cdot \int_0^{n_i} \sigma \cdot (0.5h - n_i + y) \cdot dy \quad (5.23)$$

コンクリートセグメントに対する平面保持の仮定より、任意断面高さ位置に於けるコ

(5.27) および (5.28) 式に含まれる積分は解析において仮定されるコンクリートの1軸応力ひずみ曲線を積分することにより得られる。

$N_s(x_i), M_s(x_i)$

図5.21に示した鉄筋力の分布より、鉄筋に対応する軸方向合力と内力のモーメントは下のようなになる。

$$N_s(x_i) = - (T_u(x_i) + T_l(x_i)) \quad (5.29)$$

$$M_s(x_i) = (d - 0.5 \cdot h) (T_l(x_i) - T_u(x_i)) \quad (5.30)$$

以上より、クリティカル断面より x_i の距離に於ける断面の軸方向合力 N_i と内力のモーメント M_i は以下の如くに表される。

$$N_i = \begin{cases} N_{FAN}(x_i) + N_c(x_i) + N_s(x_i) & 0 \leq x_i \leq l_{cr} \\ N_c(x_i) + N_s(x_i) & l_{cr} < x_i \leq a \end{cases} \quad (5.31)$$

$$M_i = \begin{cases} M_{FAN}(x_i) + M_c(x_i) + M_s(x_i) & 0 \leq x_i \leq l_{cr} \\ M_c(x_i) + M_s(x_i) & l_{cr} < x_i \leq a \end{cases} \quad (5.32)$$

(iv) 変形の適合条件

解を得る為に用いる変形の適合条件は、先にも述べたように通常鉄筋コンクリート曲げ材に用いられる平面保持の仮定ではなく、柱全長にわたる鉄筋の伸び変形と鉄筋位置コンクリートの伸び変形量を等置することにより与えられる。図5.23に示すように、第 i 番目コンクリートセグメントの上縁および下縁ひずみ ϵ_{iu} および ϵ_{il} より上端鉄筋位置でのコンクリートひずみ ϵ_{iu}^{sc} および下端鉄筋位置での仮想コンクリートひずみ ϵ_{il}^{sc} がひずみ分布の相似三角形を用いて求まる。

$$\epsilon_{iu}^{sc} = \epsilon_{il} + \frac{n_i - d}{n_i} c (\epsilon_{iu} - \epsilon_{il}) \quad (5.33)$$

$$\epsilon_{il}^{sc} = \epsilon_{il} - \frac{d - n_i}{n_i} c (\epsilon_{iu} - \epsilon_{il}) \quad (5.34)$$

一方、このコンクリートセグメントの位置に置ける上端および下端鉄筋ひずみ ϵ_{iu}^{ss} お

よび ϵ_{il}^{ss} は,

$$\epsilon_{iu}^{ss} = T_u(x_i) / E_s A_{sc} \quad (5.35)$$

$$\epsilon_{il}^{ss} = T_l(x_i) / E_s A_{st} \quad (5.36)$$

E_s : 鉄筋弾性係数, A_{sc} , A_{st} : 上端および下端鉄筋断面積, $T_u(x_i)$, $T_l(x_i)$: 上端および下端鉄筋力

部材全長にわたっての鉄筋の伸び変形量 δ_s^S が, 同じ位置でのコンクリートの伸び変形量 δ_c^S に等しいという適合条件式は下のごとくに表される。

$$\delta_c^S = \delta_s^S \quad (5.37)$$

ここで,

$$\begin{aligned} \delta_c^S &= \sum_{i=1}^n s_i \epsilon_{iu}^{sc} + \sum_{i=1}^n s_i \epsilon_{il}^{sc} \\ \delta_s^S &= \sum_{i=1}^n s_i \epsilon_{iu}^{ss} + \sum_{i=1}^n s_i \epsilon_{il}^{ss} \end{aligned} \quad (5.38)$$

n : 柱半スパン a に対する軸方向セグメント分割数, s_i : セグメント軸方向長さ

(v) 数値計算手順

先に述べた変形の適合条件を用いて解を得るわけであるが, その手順の概略は以下のとおりである。初めに A-A 断面に於ける下端鉄筋力 T_A を仮定し, 各コンクリートセグメントに対する断面位置での軸方向合力および内力のモーメントに釣合うコンクリートセグメントのひずみ分布を求め, 変形の適合条件が満足されているか否かを調べる。もし満足されていない場合には, T_A の値を再仮定し同じ手順を繰り返し適合条件が満足された時点で解を得る。以下に解析を行う場合の計算手順を図 5.24 に示した流れ図に対応させて述べる。

- 柱寸法, 配筋および使用材料の力学的性質等データの入力
- 斜張力ひびわれ耐力 Q_s , 斜張力ひびわれ領域長さ l_{cr} , 異形鉄筋の割り裂き付着耐力 τ_u の計算。
- クリティカル断面のコンクリートが圧壊する時の限界ひずみ ϵ_{cu} の計算。
- 引張鉄筋力 T_A の仮定 ($T_A < T_Y$, T_Y : 降伏引張力)。
- せん断補強筋の負担せん断力を下式により略算する。

$$Q_R = \left(\frac{7}{8} d T_A + \frac{4 d - h}{8} N \right) / a - Q_S \quad (5.39)$$

N: 柱軸力, a: セン断スパン長さ

(f) セン断補強筋引張力分布の最大値 q_{max} を, (5.11) 式により求める.

(g) 第1コンクリートセグメントの上縁および下縁ひずみを下のごとくに仮定する.

$$\epsilon_{1u} = \epsilon_{cu}, \quad \epsilon_{1l} = 0$$

(h) 第1コンクリートセグメントの高さ n_x を仮定する. この n_x を用いて, (5.18), (5.22) および (5.29) 式を用いて $N_{FAN}(x_1)$, $N_c(x_1)$ および $N_s(x_1)$ を計算する. 下の釣合条件式が満足された場合には次のステップに進み, 満足されない場合には n_x を再仮定し下式が満足されるまで繰り返す.

$$N = N_{FAN}(x_1) + N_c(x_1) + N_s(x_1)$$

ここで, Nは柱軸力である.

(i) 上のステップで求めた n_x の値を用いて, (5.19), (5.23) および (5.30) 式を用いて $M_{FAN}(x_1)$, $M_c(x_1)$ および $M_s(x_1)$ を計算して, 第1コンクリートセグメント位置での内力のモーメント M_1 を求める.

(j) M_1 をセン断スパン長さ a で除してセン断力 Q を求める.

(k) セン断力 Q より斜張力ひびわれ耐力 Q_s を差引きセン断補強筋負担セン断力 Q_R' を求める.

(l) ステップ e で仮定したセン断補強筋負担セン断力 Q_R と Q_R' を比較し, その差が許容値以下ならば次のステップへ進みそうでなければ $Q_R = Q_R'$ としてステップ f に戻る.

(m) (5.13) 式により, ΔT を計算し, $T_B = T_A - \Delta T$ により T_B を求める. 得られた T_B および (5.14) ~ (5.16) 式を用いて鉄筋力分布を決める.

(n) 第2コンクリートセグメント以降の全セグメント位置に対する下に示した軸方向力および内力のモーメントの釣合式より, コンクリートセグメントの上縁ひずみ, ϵ_{1u} , ϵ_{1l} を求め, これより上端および下端鉄筋位置コンクリートひずみ ϵ_{iu}^{SC} , ϵ_{il}^{SC} を求める.

$$N_i = N_{FAN}(x_i) + N_c(x_i) + N_s(x_i)$$

$$M_i = \frac{a - x_i}{a} M_1 = M_{FAN}(x_i) + M_c(x_i) + M_s(x_i)$$

さらに、ステップ m で求まった鉄筋力分布より鉄筋ひずみ ϵ_{iu}^{ss} , ϵ_{il}^{ss} を求める。

- (o) 上で求めた ϵ_{iu}^{sc} , ϵ_{il}^{sc} , ϵ_{iu}^{ss} および ϵ_{il}^{ss} より柱全長に対する主筋の伸び δ_s^s および主筋位置でのコンクリート伸び δ_s^c を (5.38) 式を用いて計算する。
- (p) 上で求めた δ_s^s および δ_s^c を比較しその差が許容値以下ならば次のステップに、そうでなければ、TA の値を再仮定しステップ e へ戻る。
- (q) 計算結果の出力

以上の手順により鉄筋コンクリート柱の付着割裂せん断耐力を解析的に求めることができる。

5.6 実験結果に対する解析の適用

前節で、付着割裂せん断破壊耐力の解析手法を示した。そこで、柱供試体に対して数値計算を実施した。対象とした供試体は、著者の行った実験供試体 10 体 (表 5.1) と表 5.3 に示した 10 体でこれらの供試体は、終局耐力が (4.11) 式で求められるせん断耐力以下であり、ひびわれ状況からも明らかに付着割裂せん断破壊したものとは判断されるものである。

解析に於ては、コンクリート応力ひずみ曲線として著者等の提案する最大応力時迄は 2 次放物線により表し、最大応力点を過ぎて後のひずみ軟化域に対しては直線で表すものを用いた (第 8 章 図 8.33)。また、コンクリートの引っ張り強度に関しては、実験結果として示されていないものに対しては、ACI Code に基づいて $F_t = 1.8 F_c$ とした。また、この解析に於て柱の付着割裂せん断耐力を左右する異形鉄筋の割り裂き付着耐力 τ_u は、せん断補強筋の効果を含む Jirsa (5.4) 式および森田・藤井 (5.5) 式を用いて計算された。得られた結果をまとめて表 5.4 に示す。なお、表中に於ける各記号の意味は次のとおりである。

τ_u^j, τ_u^m : Jirsa 式および森田・藤井式により求められた異形鉄筋の割裂付着耐力

Q_s^e, Q_u^e : 実験により得られた斜張力ひびわれ耐力および最大耐力

τ_m : 実験により計測された主筋最大付着応力度

Q_u^c, Q_u^m : τ_u^j および τ_u^m を用いて計算した付着割裂せん断耐力

表より明らかなように、主筋の割り裂き付着耐力として Jirsa 式による τ_u^j を用いた場合には、せん断補強筋として高強度鉄筋を用いた 13H-100M ~ 8H-35M

表 5. 3 解析対象とした追加供試体

Specimen	Sectional Properties				Web Reinforcement				Concrete		Axial Force (ton)	Clear Shear Span a
	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Main Steel	ϕ (mm)	wfy (kg/cm ²)	s (cm)	ρ_w (%)	F_c (kg/cm ²)	F_t (kg/cm ²)		
No.25 *	15	20	17.45	2-D19 2-D19	-	-	-	-	405	28.5	26.6	36 cm
No.26	"	"	"	"	6	2910	15	.249	"	"	"	"
No.27	"	"	"	"	"	"	10	.373	"	"	"	"
No.28	"	"	"	"	"	"	5	.747	"	"	"	"
No.29	"	"	"	"	"	"	2.5	1.49	"	"	"	"
15-423**	10.2	15.1	12.8	3-D10 3-D10	3	3482	8	.167	342	-	20	30 cm
16-623*	10.1	15.0	12.7	"	"	"	"	.169	319	-	20	45 cm
23-423*2	10.2	15.0	12.7	"	"	"	"	.167	387	-	25	30 cm
25-443*	10.8	15.0	12.7	"	"	"	4	.338	379	-	23	"
ISA-20M***	15	20	17.9	4-D10 4-D10	6	2530	20	.190	436	40	27.5	36 cm

+ R e f . 6 5 , ++ R e f . 6 6 , +++ R e f . 6 7

の6供試体に対して解析値が実験値をかなり上回っている。これは、 τ_u 計算式においてせん断補強筋の降伏強度の増大が τ_u の増大に線形関係で寄与するとされている為である。それに対して、せん断補強筋の降伏強度の増大の τ_u への寄与を認めていない森田・藤井式による τ_u^m を用いた場合には、実験値と解析値の適合性は極めて良く、主筋の付着耐力の推定が的確に行われれば、ここで示した解析方法により十分な精度で柱の付着割裂せん断耐力を求めることが出来る。さて、表5.4に於ける16-623M供試体では、 Q_s^C （斜張力ひびわれ耐力計算値）と Q_u^C および Q_u^m が等しくなっている。これは、斜張力ひびわれ耐力よりも小さな Q_u^C および Q_u^m が解析計算に於て求まった為で、斜張力ひびわれの発生と同時に付着割裂せん断破壊が生じたものと考えられる。また、同表中のNo.29および3N-30M供試体に於ける実験値と解析値の適合性が悪い。これら供試体は、せん断補強筋量がかかなり多く不適合の原因としては、せん断補強筋に囲まれたコアコンクリートの圧縮強度およびじん性の増加、主筋力分布形に及ぼす曲げひびわれ間に形成されたコンクリート片持梁の斜張力ひびわれ発生以後の残存抵抗が考えられるが、全体の耐荷機構そのものの、例えば扇形圧縮応力場が影響を受けている可能性もあり、解析精度を上げる為にはさらに詳細な検討が必要であろう。参考の為に、ここで行った解析結果に対する

実験値の比率 jQ_u^c / Q_u^e および mQ_u^c / Q_u^e に関する平均値と標準偏差は、 $x = 1.1$ および 1.01 、 $\sigma_x = 0.138$ および 0.111 であったことを付記する。

5.7 第5章のまとめ

本章においては、異形鉄筋を主筋に用いた場合の付着割裂せん断破壊現象を説明する為に鉄筋コンクリート柱の1方向せん断破壊実験が実施され、実験計測結果に基づいて耐力解析の手法が示された。以下各節毎に得られた結果を述べる。

第2節においては、柱の付着割裂せん断破壊実験の詳細が述べられた。柱に、地震時と類似な複曲率変形状態を生じさせる為に、著者の考案した改良型固定梁形式の

表5.4 実験結果と解析結果の比較

Specimen	Bond Strength		Experiments			Analytical Results						
	τ_u^j	τ_u^m	Q_s^e	Q_u^e	τ_m	l_{cr}	Q_s^c	$\frac{Q_s^c}{Q_s^e}$	jQ_u^c	jQ_u^c	mQ_u^c	mQ_u^c
	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(ton)		(kg/cm ²)	(cm)	(ton)		(ton)	$\frac{jQ_u^c}{Q_u^e}$	(ton)	$\frac{mQ_u^c}{Q_u^e}$
No.25	37.3	32.7	7.97	7.97	-	18.3	7.55	0.95	10.1	1.27	9.48	1.19
No.26	41.6	38.7	9.17	10.17	-	"	"	0.82	10.73	1.06	10.30	1.01
No.27	43.8	41.7	9.17	10.57	-	"	"	0.82	11.04	1.04	10.74	1.02
No.28	50.3	50.7	10.83	12.70	-	"	"	0.70	11.99	0.94	12.06	0.95
No.29	53.4	54.1	10.83	15.50	-	"	"	0.70	12.48	0.81	12.58	0.82
15-423M	27.2	29.5	4.10	4.20	-	13.7	4.74	1.16	4.74	1.13	4.74	1.13
15-623M	24.4	28.2	2.95	3.00	-	25.3	3.93	1.33	2.89	0.96	3.19	1.06
23-423M	23.7	31.3	4.60	4.95	-	12.4	3.07	0.67	5.04	1.02	5.27	1.06
25-443M	34.2	36.3	4.40	5.05	-	13.7	5.47	1.24	5.38	1.07	5.55	1.10
QV-M1	25.8	21.2	9.00	9.00	16.0	22.8	7.97	0.89	11.02	1.22	9.61	1.07
13H-100M	36.0	25.5	11.50	12.40	21.3	23.0	10.27	0.89	14.92	1.20	12.15	0.98
13H-80M	37.5	26.0	11.78	12.06	27.1	"	"	0.87	15.34	1.27	12.27	1.02
13H-60M	40.0	26.7	12.00	12.76	28.3	"	"	0.86	16.05	1.26	12.46	0.98
8H-60M	35.2	26.7	12.00	13.00	26.6	"	"	0.86	15.00	1.15	12.46	0.96
8H-50M	37.5	27.3	12.00	12.80	22.4	"	"	0.86	15.34	1.20	12.62	0.99
8H-35M	40.4	28.8	13.00	14.00	26.4	"	"	0.79	16.16	1.15	13.02	0.93
3N-50M	32.0	28.2	10.00	11.46	26.8	22.8	7.97	0.80	12.43	1.08	11.41	1.00
3N-40M	33.4	30.0	10.00	12.10	25.2	"	"	0.80	12.50	1.03	11.59	0.96
3N-30M	35.5	33.0	10.00	14.89	29.0	"	"	0.80	13.41	0.90	12.69	0.85
ISA-20M	35.6	36.9	10.00	11.20	-	21.9	8.95	0.90	9.97	0.89	10.02	0.89

τ_u^j and τ_u^m : Splitting Bond Strength by Jirsa's and Morita's Eqs.

Q_s^e and Q_u^e : Shear Cracking, l_{cr} : Length of Shear Cracking Region

jQ_u^c and mQ_u^c : Shear Capacities Corresponding to τ_u^j and τ_u^m

載荷方法が採用された。これは、柱上下端部の回転を機械的に拘束した建研式と柱頭および柱脚間のモーメント分布が逆対称となる若林式の両者の長所を採り入れたもので、柱頭および柱脚の回転を拘束すると同時に、柱に実際に生じているモーメント分布を知ることができる。この改良型固定梁形式により、せん断補強筋面積比 $p_w = 0 \sim 0.747\%$ 、その降伏強度 $wfy = 3010 \sim 13900 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲の計 10 の柱供試体の 1 方向せん断力加力が行われた。実験の結果より、付着割裂せん断破壊耐力に対するせん断補強筋の補強効果は、第 4 章で示した (4.8) 式で与えられる v_R に比べて極めて小さいことが明らかになった。一方、実測付着応力の検討より、異形鉄筋の割り裂き付着耐力に及ぼすせん断補強筋の効果は $p_w \cdot wfy$ で表現するよりも p_w のみで表現すべきであり、 p_w が大きい程付着耐力が大きくと同時に、付着応力-滑り関係がじん性に富んだものになることが明らかになった。

第 3 節においては、柱の付着割裂せん断耐力に大きく影響を及ぼす異形鉄筋の割り裂き付着耐力について既述の諸研究に基づいて論じた。異形鉄筋は丸鋼と異なり、付着性能を良くする為に表面にリブと呼ばれる突起が設けられている。このリブが鉄筋の付着性能を向上させると同時に周辺コンクリートに対して割り裂き力を与え、これによって被りコンクリートが跳ね飛ばされるのが、割り裂き付着破壊である。この割り裂き付着破壊耐力算定式として、典型的な 3 つの実験式を紹介した。吉岡・武田式は、せん断補強筋の効果を見積もっておらず最も単純な形をしている。Jirsa 式および森田・藤井式はせん断補強筋の効果を考慮しており、Jirsa 式においてはせん断補強筋の降伏強度が式の中に採り入れられているのに対して森田・藤井式においては考慮されていない。

第 4 節においては、三角形コンクリート要素を用いた有限要素法解析を行い、柱内部に於ける応力の流れ、破壊に至る過程を調査した。得られた結果に基づいて第 5 節に於て示された実用モデル解析手法が導きだされた。

第 5 節においては、柱の付着割裂せん断耐力のモデルによる実用的な解析手法を示した。付着割裂せん断破壊時に於ては、主筋の付着滑り現象が生じているわけで、断面に対する平面保持の仮定は成立しない。よって、変形の適合条件として、柱全長にわたる主筋の伸びと柱全長にわたる主筋位置コンクリート伸びを等置する変形の適合条件を用いた。また、斜張力ひびわれ領域には扇形斜め圧縮応力場を仮定し主筋力変化に対するせん断補強筋の効果を考慮すると同時に、斜張力ひびわれの下側に生じるコンクリート扇形斜め圧縮応力の軸方向合力および内力のモーメントへの寄与を解析に採り入れた。解析に於ける数値計算の手順はかなり複雑な為、数値計算の流れ図を用いて詳細な説明を行った。

第6節においては、第5節で示した解析手法を用いて、計20体の柱供試体の付着割裂せん断破壊耐力を求めた。実験結果と解析結果の比較より、森田・藤井式により与えられる異形鉄筋の割り裂き付着耐力に基づいて数値計算された結果が実験値に極めて良く一致することが明かとなった。このことより、異形鉄筋の割り裂き付着耐力さえ的確に把握できれば、著者の提案する解析手法により十分な精度で柱の付着割裂せん断耐力を求め得ることが示された。しかし、若干実験結果との適合性の悪い解析結果も得られており、さらに精度を上げるためには、コアコンクリートの性質の把握、コンクリート片持梁の斜張力ひびわれ発生以後の残存抵抗および扇形圧縮応力場に関する検討等が必要である。

第6章 柱梁接合部からの主筋抜け出しの影響

6.1 序論

地震水平力が鉄筋コンクリート骨組に作用すると、図6.1(a)に示すようなモーメント分布が形成される。また、同図(b)には(a)に於て長円で囲んだ2層分の柱および梁を切り出したものの変形状態および主筋から周辺コンクリートに与えられる付着力の分布を、同図(c)には、柱モーメントの分布を示した。同図より明らかなように、柱梁接合部に於ては柱モーメントが急激に逆転する為、通し配筋された主筋の応力は接合部内で引張から圧縮に変わらねばならず、柱主筋に極めて大きな付着力が生じる。その結果、柱主筋の当該コアコンクリートからの抜け出しが生じる。この主筋抜け出しは、柱頭部および柱脚部断面に集中回転を生ぜしめ、柱頭柱脚間での層間たわみが増大する。また、局所断面に集中回転が生じる為、コンクリートの圧壊が誘発される可能性もある。このような主筋抜け出しが柱のせん断抵抗機構に及ぼす影響に関しては、全く明らかにされていない。著者等は、主筋抜け出しを実験に於て再現する為、図6.1(b)に示すような2層分にわたる柱を考へて、実際の架構に極めて近い内力状態となるような載荷方法を考案し、柱の正負繰り返しせん断力加力実験を行った。

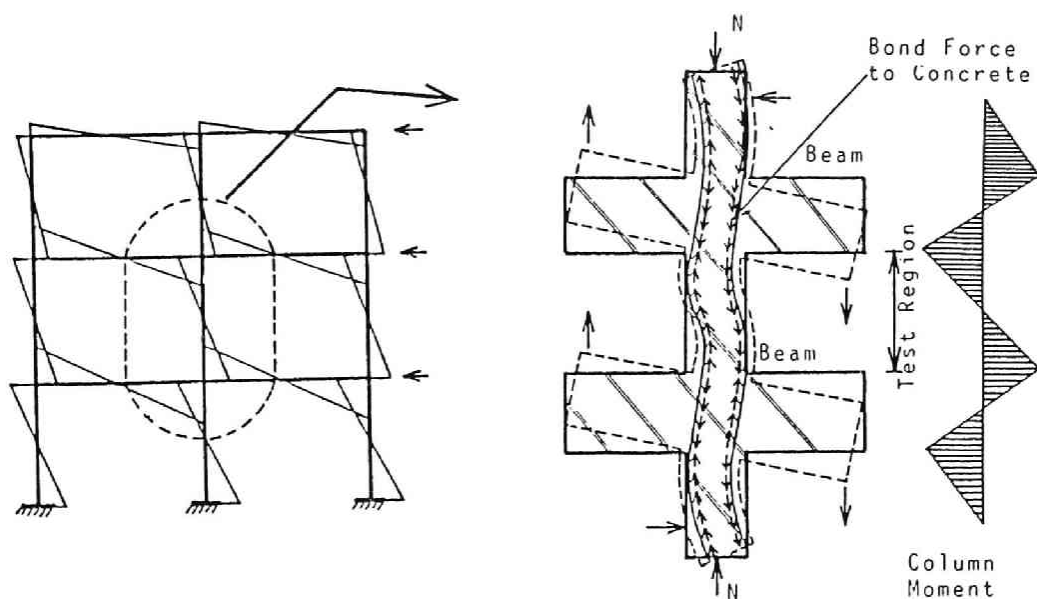


図6.1 水平荷重を受ける骨組みのモーメント分布と付着力

実験に於て用いられた荷重および測定装置は、図6.2に示すようなものであった。柱軸を水平にし、柱中間部の2箇所に取り付けた梁の先端部を鋼製ヨークで連結し、この上部ヨークと下部ヨークに方向が逆の水平荷重を加えることにより、図6.1(b)に示したような変形状態を作り出した。実験に際しては、左右の柱梁接合部コアコンクリートに取り付けた鋼製片持梁先端部の相対たわみを計測した。実験より得られた荷重—相対たわみ曲線を図6.3および図6.4に示した。同図中に破線で示した曲線は、同一配筋の単一柱の大野式載荷法により得られた荷重—相対たわみ曲線である。両曲線の差は、主筋の柱梁接合部コアコンクリートからの抜け出しによる付加たわみと、接合部のせん断変形に起因している。また、耐力も低下しており、これは主筋の抜け出しにより生じる集中回転がクリティカル断面圧縮側コンクリートに過大な圧縮ひずみを生ぜしめている為と推察される。このような主筋抜け出しの機構を論じる為に、図6.5および図6.6に、変位振幅R（相対たわみ／柱内法長さ）＝±0.02の時の正方向第1回載荷時に於ける主筋のひずみ分布を示した。

これらの図より判るように、荷重が零で軸力のみが作用している時のひずみ分布曲線と、各荷重階に於けるひずみ分布曲線の交点（ひずみ変化の生じない点）が移動し、柱梁接合部内全体に於て引張側にひずみが増加する現象が非常に低い荷重レベルから生じている。この、接合部内に於て、主筋の引張ひずみ領域が増大し始める時の主筋付着応力は、約30 kgf/cm²であり、以後荷重の増大とともにこの傾向は著しくなる。次に、各供試体毎に考察を加える。

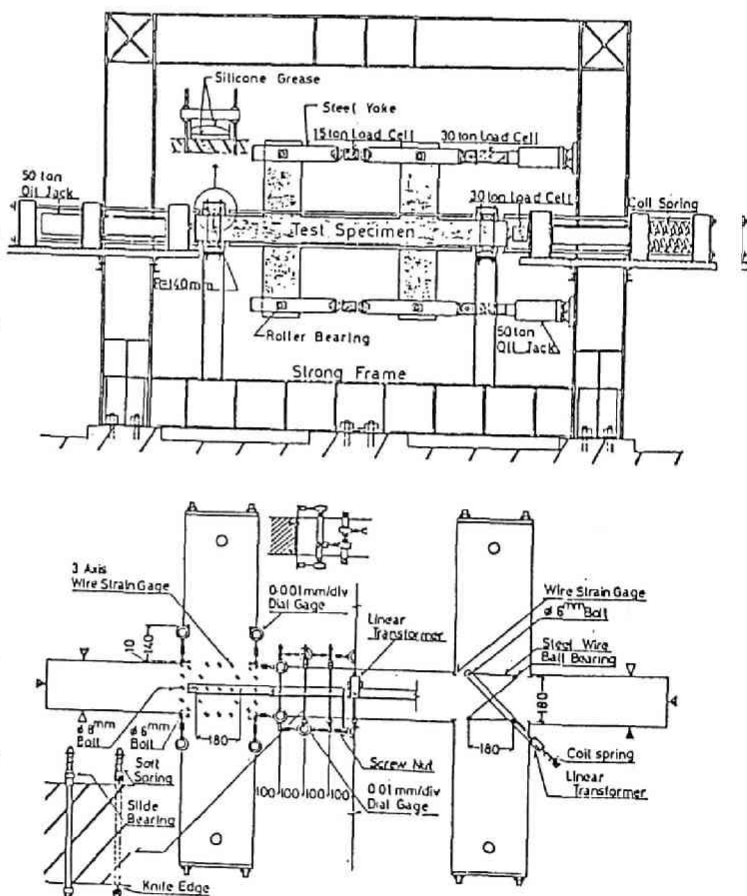


図6.2 実験方法の概要

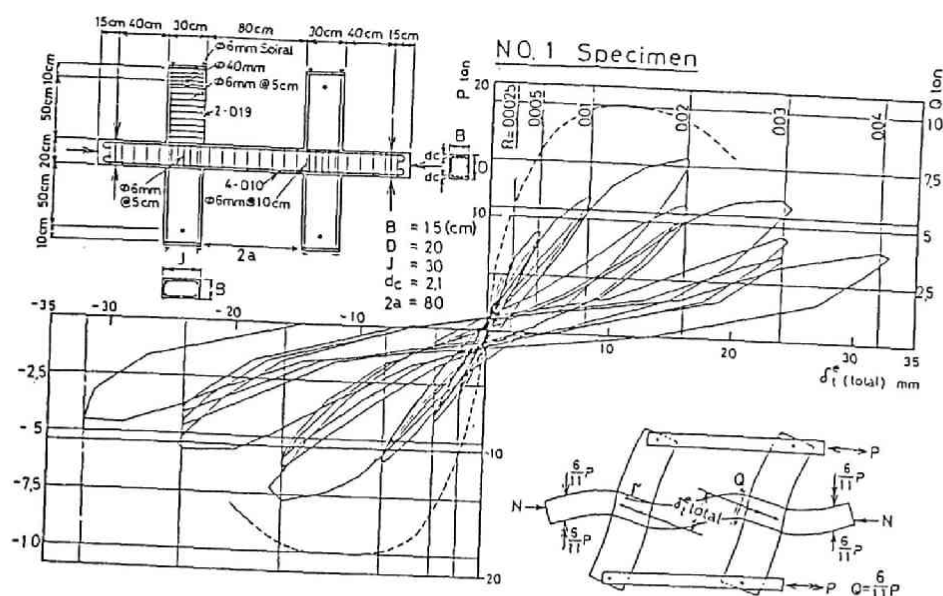


図 6. 3 荷重—たわみ曲線 (No. 1 供試体)

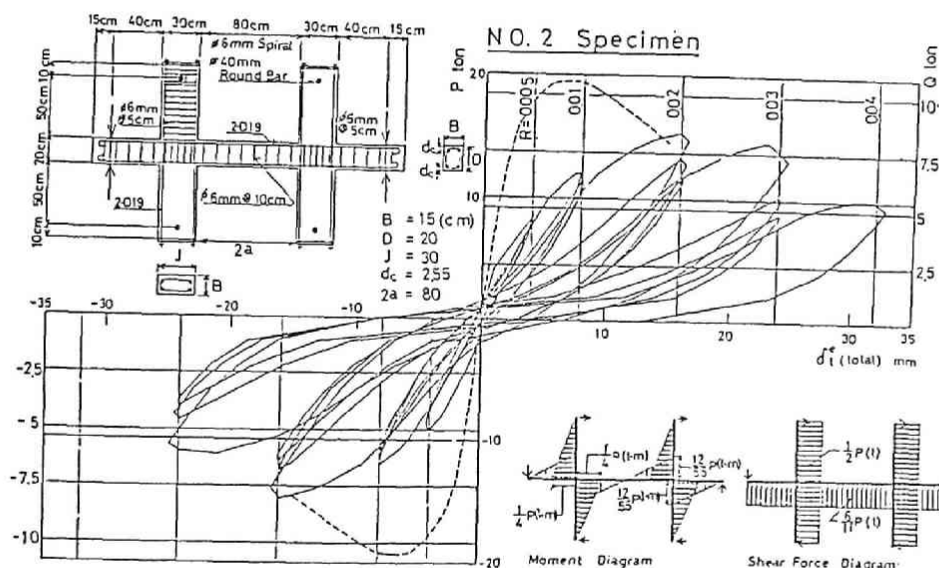


図 6. 4 荷重—たわみ曲線 (No. 2 供試体)

No. 1 供試体に於ては、荷重の増大とともに、柱梁接合部内に於ける主筋引張りずみ領域が増加するが、柱端および梁端曲げモーメントによりコンクリートが 2 軸圧縮応力状態になる部分であたかも主筋が定着されたような状態になり、主筋引張力が柱梁接合部を越えて、反対側の柱圧縮筋の応力状態にまで影響を及ぼすという現象は見

られなかった。一方、No. 2 供試体に於ては、図 6. 7 より明らかなように、右側接合部においては主筋引張力が接合部を越えて反対側の柱圧縮筋にまで影響を及ぼしている。以上の考察のごとく、柱梁接合部コアコンクリート内において柱主筋ひずみ分布は荷重の増大にともなって引張側へと変化し、多かれ少なかれ主筋の抜け出しが生じることになる。このような主筋の抜け出しをパラメータとして、以上述べた方法で実験を行うことは、実験装置の複雑さ考えると極めて困難である。そこで著者は、主筋の抜け出しを人為的にコントロールした、計 4 体の柱供試体を製作し、前章で詳しく紹介した改良型固定梁形式載荷法によって、主筋抜け出しの鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に及ぼす影響を調査した。

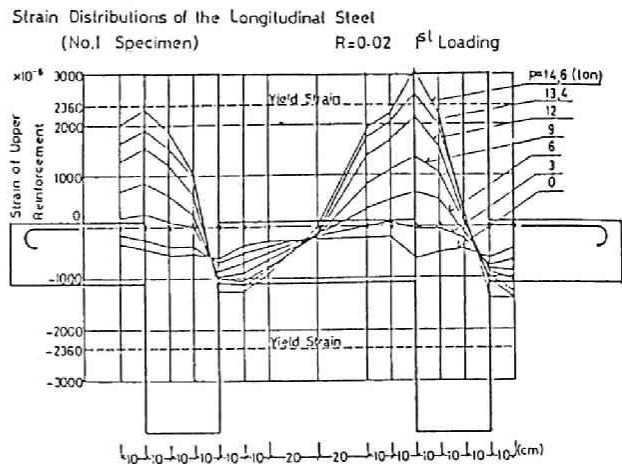


図 6. 6 主筋ひずみ分布 (No. 1)

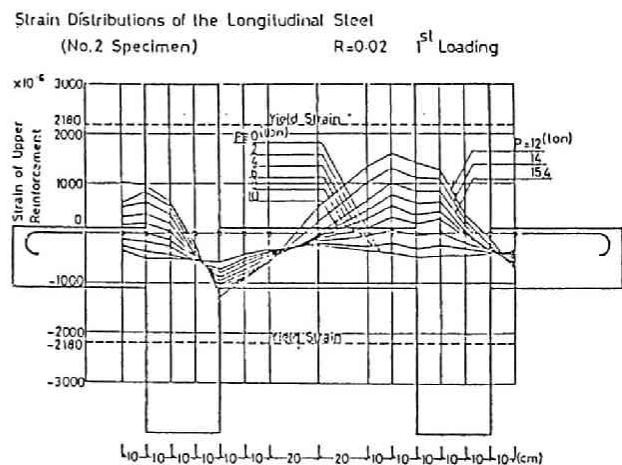


図 6. 7 主筋ひずみ分布 (No. 2)

6. 2 主筋抜け出しをパラメータとした柱のせん断破壊実験

(i) 供試体および試験方法

実験に用いた供試体は、実際の架構中の柱の応力状態に近づける為に、第 5 章で述べた改良型固定梁形式供試体とした。図 6. 8 に示すように、供試体は 25×25 cm の正方形断面を持ち、4 隅に 19 mm 異形鉄筋が配置されておりせん断スパン有

(ii) 主筋抜け出し量およびひびわれ状況

実験において実測された、柱梁接合部内における引張主筋ひずみの分布を積分することにより、主筋の抜け出しを算出した。結果は、図 6. 10 および 6. 11 に示す通りである。同図中に示した破線は、図 6. 9 に仮定した主筋ひずみ分布に対応したものであり、ほぼ当初に予想した通りの主筋抜け出し量の差が KS2-B5 と KS2-UB5 および KS2-B7.5 と KS2-UB7.5 の間に生じていることが判る。なお、これらの図中で丸印および三角印で示した点は、各々柱供試体の柱頭部および柱脚接合部内主筋に対応している。

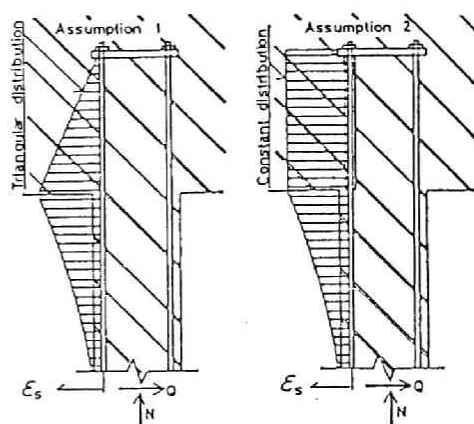


図 6. 9 主筋ひずみ分布の仮定

た点は、各々柱供試体の柱頭部および柱脚接合部内主筋に対応している。図 6. 12 に実験終了時におけるひびわれ状況を示す。図中の数字は、ひびわれ進展位置とせん断力の大きさとの対応を示しており、網目状部分は、コンクリートの圧壊範囲を示している。KS2-B5 および KS2-UB5 を比較すると、主筋抜け出し量の大きい KS2-UB5 の方が斜張力ひびわれ耐力が低い、以後の荷重増加に対して主筋に沿った付着割裂ひびわれの発生が認められない。一方、KS2-B7.5 および KS2-UB7.5 を比較すると、斜張力ひびわれ耐力には殆ど差が無いが、付着割裂ひびわれの発生についてみると、KS2-UB7.5 では殆ど認められないのに対して KS2-B7.5 では、主筋に沿ってかなり発生していることが判る。以上のよう

ように主筋の柱梁接合部コアコン

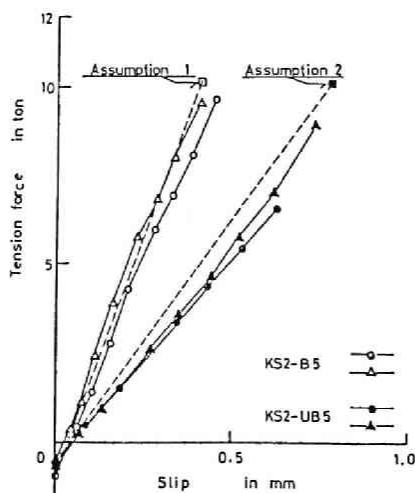


図 6. 10 主筋抜け出し量
(B5, UB5)

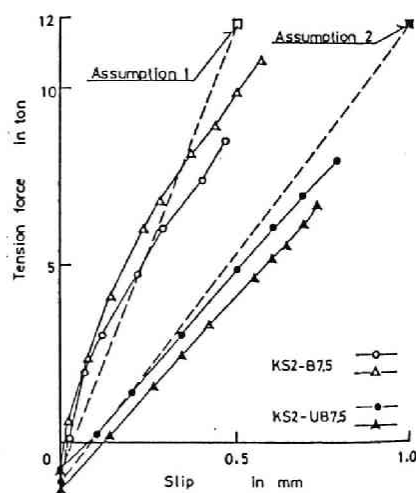


図 6. 11 主筋抜け出し量
(B7.5, UB7.5)

クリートからの抜け出しが斜張力ひびわれおよび付着割裂ひびわれの発生および進展に影響を及ぼしているものと言えるが、影響の程度は、本実験の範囲ではそれほど顕著ではない。

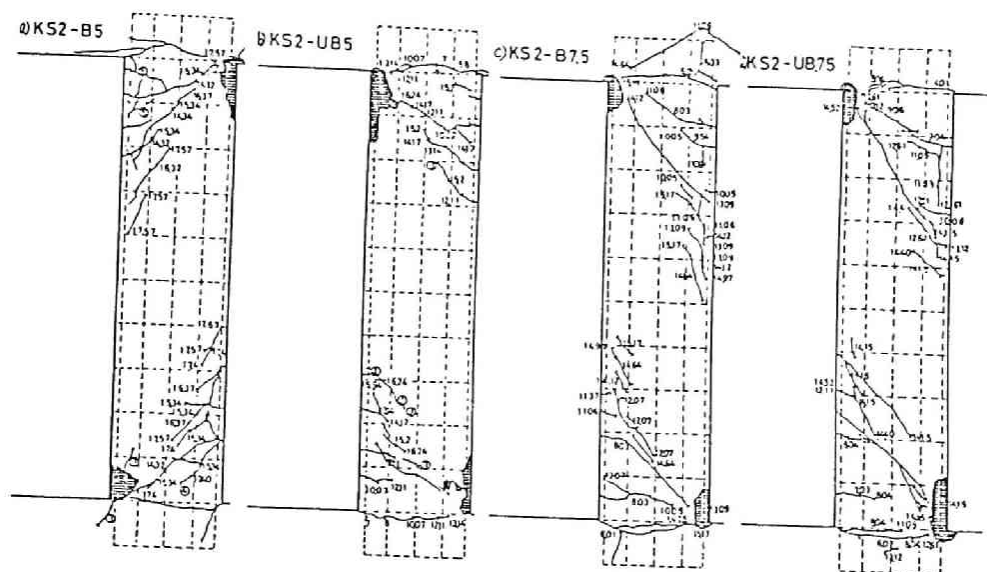


図 6. 1 2 ひびわれ発生状況

(iii) 荷重変位関係

実験より得られた水平せん断力 Q_h と層間変位 δ_h の関係を、図 6. 1 3 にまとめて示した。 図中に示した破線は、平面保持の仮定を用いた解析により得られたもので、柱頭、柱脚部に於ける塑性ヒンジと引張主筋の抜け出しを考慮した。 塑性ヒンジ長さ l_p は A. L. L. Baker⁶⁸⁾ による $l_p = 0.8 k_1 k_3 (z/d) c$ により、また引張主筋抜け出し量 Δs は図 6. 9 の仮定に基づいて求め (図 6. 1 0 および 6. 1 1 中に破線で示した)、 $\delta s = 2 a \Delta s / (7 d / 8)$ 式により付加たわみを算出した。

B シリーズと UB シリーズで曲線の初期勾配が異なるのは、図 6. 1 0 および 6. 1 1 より明かなように主筋抜け出し量の差によるものである。 KS2-B5、KS2-UB5 の両供試体が引張主筋降伏後も十分なじん性を示しているのに対して、KS2-B7.5 および KS2-UB7.5 のうち KS2-UB7.5 供試体が引張主筋の降伏直前に、柱脚部圧縮域コンクリートの圧壊を伴って急激な耐力低下を示した。 これは、主筋の抜け出しにより、クリティカル断面に於ける圧縮域コンクリート面積が減じられた為である。 また、後述するように、せん断補強筋の効果についても若干の差異が認められており、それもまた原因のひとつと考えられる。

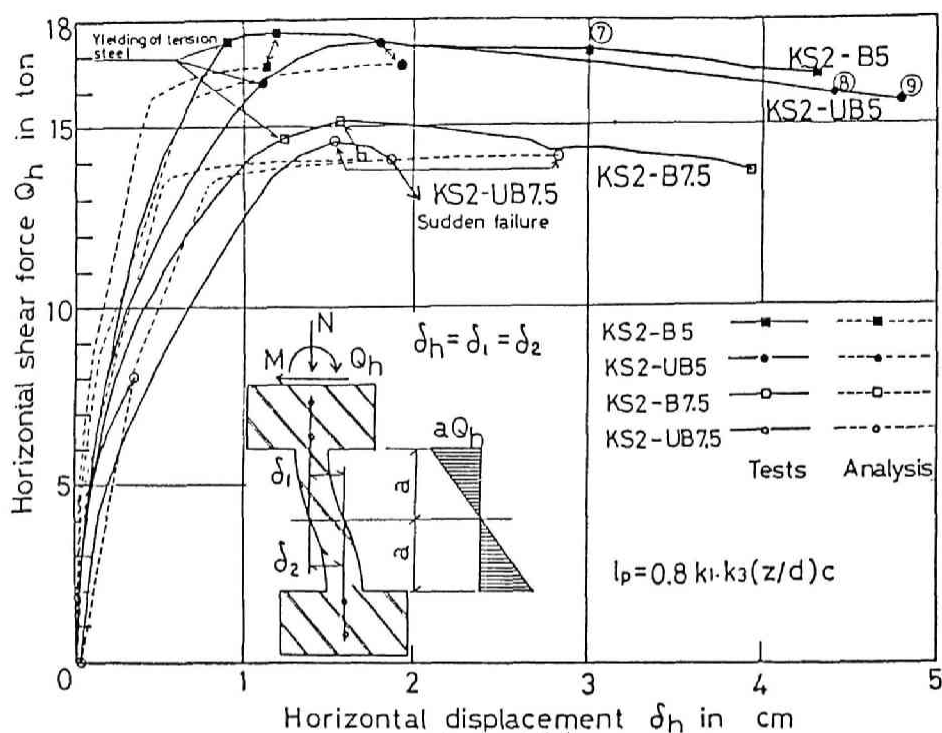


図6.13 せん断力一層間たわみ関係

(iv) 柱頭および柱脚圧縮域コンクリートの応力状態

柱に於けるせん断力の伝達を模式的に示したのが図6.14である。切断面1および2によって、柱をA、BおよびCの3つの領域に分割する。ここで切断面1は柱頭（もしくは柱脚）部に生じる曲げひびわれに対応し、切断面2は斜張力ひびわれに対応している。反曲点位置に於けるせん断力が柱頭に向って伝達されるものと考ええる。領域Cから領域Bへの伝達は、せん断補強筋、骨材の噛合い、主筋のダウエル作用および圧縮域コンクリートのせん断抵抗により成される。領域Bから領域Aへのせん断力伝達は、その殆どが圧縮域コンクリートのせん断抵抗により成されるものと考えられ、ごく一部が、圧縮および引張鉄筋、曲げひびわれ面での骨材の噛合い作用に依存している可能性はあるが無視しうる程度であろう。柱梁接合部からの主筋抜け出しはこの切断面1に於ける曲げひびわれ幅を増大させ、曲げおよび軸力に伴う軸圧縮力と外力せん断力の殆どを負担する圧縮域コンクリートの有効面積を減少させることになる。そこで、柱頭部および柱脚部断面に於けるコンクリートの応力状態を調査し主筋抜け出しの影響を明らかにする為に、そこでのコンクリートの複合応力状態を外力の条件と抵抗線ひずみ計により実測された主筋力とコンタクトタイプひ

ずみ計により実測された中立軸深さより、圧縮域コンクリートの平均直応力 σ_c とせん断応力 τ_c を算出した。結果を図6.15に示した。なお、 σ_c と τ_c の算出に於て、主筋の負担せん断力および曲げひびわれ面でのせん断力伝達は無視した。また、同図中には、コンクリートの一軸引張強度を一軸圧縮強度の1/10と仮定して得られたモールの破壊条件曲線を同時に示した。図6.15は縦横軸ともに無次元化されている。図より明らかなように引張主筋の抜け出しが大きい程クリティカル断面に於けるコンクリートの応力集中が大きい。また図6.

15のどちらの図においても、 σ_c と τ_c の組み合わせにより与えられた実験値はモールの破壊条件曲線を大きく逸脱しており、柱梁接合面(図6.14中のAまたはB断面)でのコンクリートは、梁部分による横拘束により二軸応力状態になっているものと推察され、見掛け上の圧縮強度がせん断応力の存在にもかかわらず大きく増大している。

(v) せん断補強筋の挙動

柱全せん断力に対してせん断補強筋の負担せん断力を示したのが図6.16である。図中の負担

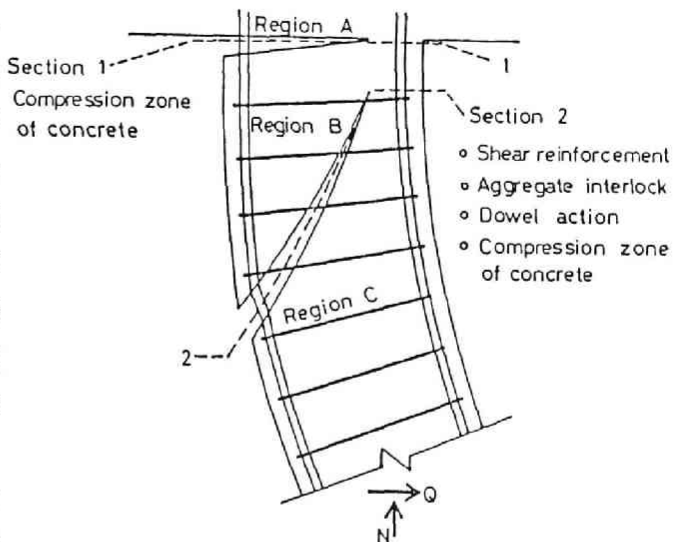


図6.14 せん断力伝達概念

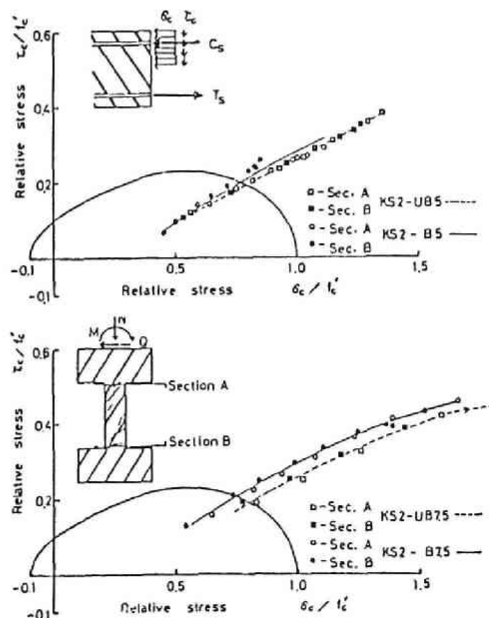


図6.15 コンクリートの応力状態

せん断力の値は、斜張力ひびわれを横切る各せん断補強筋引張力の総和として定義したもので、斜張力ひびわれ発生領域は実験観察およびせん断補強筋のひずみ分布より、柱頭および柱脚部柱梁接合面より30cmとした。

また図中の Q_R の値は柱頭部と柱脚部の値を平均してある。

図より明らかなようにせん断補強筋間隔

が7.5cmのKS2-B7.5およびKS2-UB7.5の2体と、せん断補強筋間隔が5cmのKS2-B5およびKS2-UB5の2体との間での顕著な差異は、コンクリート圧縮強度およびそれにより決定される軸力の相違による斜張力ひびわれ発生荷重の違いによるものである。一方、同一のせん断補強筋量をもつ供試体について比較すると、主筋抜け出し量の大きいもの程せん断補強筋負担せん断力が大きい傾向が見られる。これは、先に述べた斜張力ひびわれ発生荷重およびその進展状況に於ける傾向と一致している。しかし、曲線の形状には何等差異が認められず同一形状とみなし得る。すなわち、斜張力ひびわれ発生以後のせん断補強筋の補強効果に対しては、柱梁接合部コアコンクリートからの主筋抜け出しは何等影響しないと判断される。

6.3 第6章のまとめ

本章においては、柱梁接合部からの主筋の抜け出しが柱のせん断抵抗機構に及ぼす影響について論じた。地震時水平力を受ける架構中の柱に於ては、柱のモーメントが柱頭と柱脚で逆転する所謂逆対称モーメントとなるばかりでなく、連続する柱梁接合部コアコンクリート内においても逆転する。その為、接合部内の主筋に大きな付着応力が生じる。大野式載荷法では、このような応力状態を模擬することが出来な

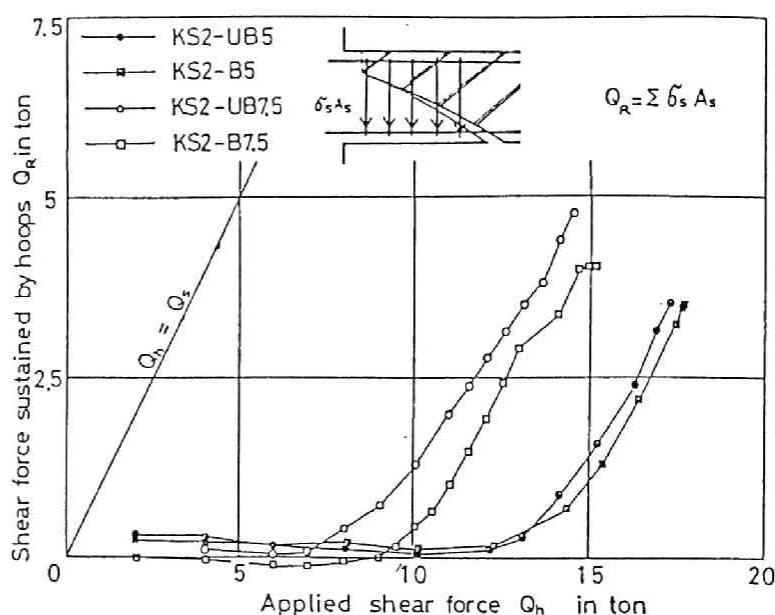


図6.16 せん断補強筋負担せん断力

い為、著者等は、架構中の中柱を2層分取出し、柱に連なる梁部分に荷重を加えるというラーメン式載荷法を考案した。このラーメン式載荷法を用いた柱のせん断破壊実験の結果、柱梁接合部内の主筋付着応力はかなり大きく、局所的に 100 kgf/cm^2 にも達し主筋の抜け出しが生じること、また主筋の抜け出しによって柱の耐力および剛性が減じられることが指摘された。しかし、この様なラーメン式載荷法は、供試体も大きくかつ実験装置も複雑な為、実験の実施にはおおきな困難が伴う。そこで、著者は第5章で用いた改良型固定梁形式(図5.6参照)を用い、柱頭および柱脚に連なる柱梁接合部内に於ける主筋の定着条件を変えることにより柱主筋の抜け出し量を2種類に変化させた柱の1方向せん断力加力試験を行った。主筋抜け出し量のコントロールは、柱梁接合部内主筋表面に於ける付着の有無により行い、両者間での抜け出し量の比は大略1:2であった。実験の結果より以下のような結論が得られた。

- (i) 柱梁接合部からの主筋抜け出しが大きい程、斜張力ひびわれ発生荷重が小さくなる傾向があるが、斜張力ひびわれ発生以後に主筋に沿って生じる付着割裂ひびわれの発生は認められない。
- (ii) 主筋抜け出しにより、クリティカル断面に於ける断面回転が大きくなりそれにより柱の層間変位が増大する。一方、そこでのコンクリート圧縮域面積が減じられ、コンクリートの圧壊による急激な破壊を生じる場合がある
- (iii) 最大耐力時に於ける柱頭および柱脚部コンクリート直応力 σ_c およびせん断応力 τ_c は、モールの破壊条件式により与えられる破壊限界曲線を大きく逸脱しており、ここでのコンクリートは柱頭もしくは柱脚に隣接する梁の拘束効果により2軸応力状態になっており、見掛け上のコンクリート圧縮強度が大きく増大している。
- (iv) 斜張力ひびわれが発生して後のせん断補強筋の補強効果は、主筋抜け出し量の大小には影響されない。

以上述べた結論が得られた訳であるが、この問題に関しては実験データが乏しく、柱梁接合部からの主筋抜け出しの柱のせん断抵抗挙動に及ぼす影響を一般的に論じる迄には至らず、現時点では柱のせん断耐力算定にその影響を考慮することは困難である。

第7章 鉄筋コンクリート柱のせん断耐力

7.1 序論

第3章から第6章の間で1方向単調加力を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構、特に斜張力ひびわれの発生およびそれ以後のせん断補強筋の補強効果について重点的に論じた。得られた知見に基づいて柱のせん断耐力を求める為には、その破壊に至る過程を的確に把握しなければならない。なぜならば、せん断破壊に至る迄には内部応力状態に大きな変化をもたらす幾つかの限界点が存在するからである。その限界点を以下に示す。

第一限界点 柱頭もしくは柱脚断面に曲げひびわれの発生するせん断力に対応する。この限界点を境として、主筋の曲げ付着応力算定式が、弾性体に対する(3.4)式からひびわれ発生を考慮した(3.7)式へと変わる。

第二限界点 斜張力ひびわれ発生せん断力に対応する。この限界点を境として、通常曲げ材に適用される巨視的に見た平面保持の仮定が成立しなくなる。

第三限界点 斜張力ひびわれを横切るせん断補強筋が降伏する時のせん断力に対応する。

第四限界点 最大耐力時せん断力に対応する。第三限界点以後第四限界点に至る迄の耐力上昇は、本研究の範囲では小さい。またこの量は極めて多くの因子(せん断補強筋量、軸力レベル等)に影響される為、その定量化は困難である。

上に述べた4つの限界点のうち、第一限界点は容易に求められる。また、第二限界点は曲げ付着応力を用いて導いた(3.34)式で与えられる。第三限界点は、(4.11)式で与えられる。この4つの限界点が荷重の増加に伴って現れ最終的に圧縮側コンクリートの圧壊で最大耐力に到達する場合には、第三限界点と第四限界点の間の、微小な耐力上昇を無視すれば(4.11)式が耐力を与えることになる。よって、以後この第三限界点によって基本的な柱のせん断耐力を定義する。

さて、上で述べた各限界点に順次到達していく過程の途中において柱がせん断破壊する場合がある。その主たる原因は次の2つである。

- (i) 異形主筋の被りコンクリート割り裂き作用により伝達付着作用が喪失する付着割裂せん断破壊
- (ii) せん断補強筋が降伏する以前に、内部に形成されたトラスの圧縮束が圧壊するせん断腹部圧縮破壊

このような破壊形式に対するチェックが柱のせん断耐力を求める上で必要不可欠であり、(i) の付着割裂せん断破壊に対しては、第5章で示した解析方法を用いればよい。また、(ii) のせん断腹部圧縮破壊に関しては、コンクリートの圧縮強度とコンクリート圧縮束応力を比較すればよい。この(ii)のタイプのせん断破壊形式は、せん断スパン有効高さ比 a/d が1.5以上の柱においては殆ど観察されず、極短い柱若しくは腹部厚さがフランジ幅に対して相対的に小さいT型、I型断面部材において発生し易い。

以上まとめると、柱のせん断耐力は3つの破壊形式の内最も小さい耐力を与えるものにより決定される。図7.1にこれらの破壊形式を、Type 1 (せん断補強筋の降伏により決まるもの)、Type 2 (主筋の割り裂き付着破壊により決まるもの) および Type 3 (せん断補強筋が降伏する以前に腹部コンクリートが圧壊するもの) に分けて、各々に対する耐力とせん断補強筋比の関係を模式的に示した。同図中の Type 1 に対する曲線は第4章で定義したせん断補強筋の補強効果式(4.8)に対応している。従って、せん断補強筋の降伏強度によって曲線の形状が変化する為、上下限に対応する2本の曲線が描かれている。一本が高強度せん断補強筋を使用した場合に対応しもう1本が低強度せん断補強筋を使用した場合に対応している。

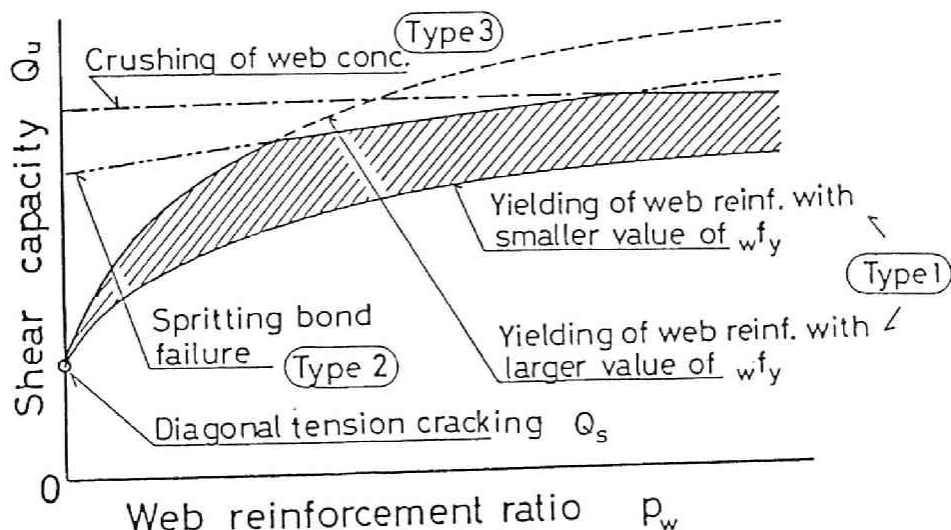


図7.1 各破壊形式に対するせん断補強筋の補強効果模式図

Type 2に対する曲線は、せん断補強筋比の変化に対して唯一本の曲線で表され、また補強効率を示す勾配はType 1に対するそれより小さい。これは、第5章で述べたように、異形鉄筋の割り裂き付着耐力に対するせん断補強筋の効果が、その比率 p_w のみで表され付着割裂せん断破壊に対するせん断補強筋の補強効率が極めて低いことに因る。Type 3に対する曲線は、直線状でせん断補強筋比 p_w の効果が殆ど考慮されていない。なぜならば、Type 3のせん断腹部圧縮破壊は、コンクリートの圧縮強さのみに左右される性質のものだからである。ただし、若干の p_w の増大によるコンクリートに対する横拘束効果は期待出来る。これら3本の曲線のうち、最も小さな終局せん断耐力 Q_u を与えるものが、柱の真のせん断耐力を表すことになる。よって、図7.1の中に於て、斜線でハッチした部分がせん断補強筋の降伏強度に対応した正しい終局せん断耐力 Q_u と p_w の組み合わせを与えることができる。

7.2 耐力計算の方法と実験値との比較

序で述べたように、RC柱のせん断耐力は、せん断補強筋の降伏により耐力が決定されるType 1、主筋の付着割り裂きによって耐力が決まるType 2および腹部コンクリート圧縮束の圧壊により耐力が決まるType 3の3つの破壊形式に対して、各々独立に与えられ最も小さな値を示すものが真のせん断耐力に対応する。これらのうち、我が国で用いられている断面形状およびプロポーシヨンの柱に於ては、腹部コンクリートの圧壊により耐力が決まるType 3は極めて稀な為、ここでは考慮しないことにした。以下、本章迄に得られた諸限界値に基づくRC柱のせん断耐力算定手順を各計算段階を追って述べる。

(a) 柱寸法、配筋、材料諸定数等の必要データの決定

(b) 主筋の付着耐力 τ_u の計算……異形鉄筋を用いている場合には、第5章で紹介した、吉岡・武田式(5.3)、Jirsa等の式(5.4)および森田・藤井の式

(5.5)のいずれかにより求めればよいが、第5章に示した著者の解析結果をふまれば、森田・藤井式を用いるのが良いと判断される。また、主筋として丸鋼を用いている場合には、付着耐力が鉄筋表面の状態、肌圧の大きさ等によって大きく影響される為、 τ_u の正確な値を与えることが極めて困難である。したがって、日本建築学会のRC規準に与えられている短期許容付着応力度の値を準用することにした。

$$\tau_u = 1.5 F_c / 10 \quad \text{かつ} \quad 1.5 (13.5 + F_c / 25) \text{ 以下} \quad (7.1)$$

(c) 斜張力ひびわれ耐力の計算……第3章で誘導した(3.34)式を用いて斜張力ひびわれ耐力 Q_s を求める。ただし得られた Q_s の値を(3.26)式に代入して得られる曲げ付着応力 τ_b が、手順(b)で求めた付着耐力 τ_u を超過する場合には斜張力ひびわれ耐力算定式である(3.34)式が適用出来ない為、計算はこの段階で打ち切る。

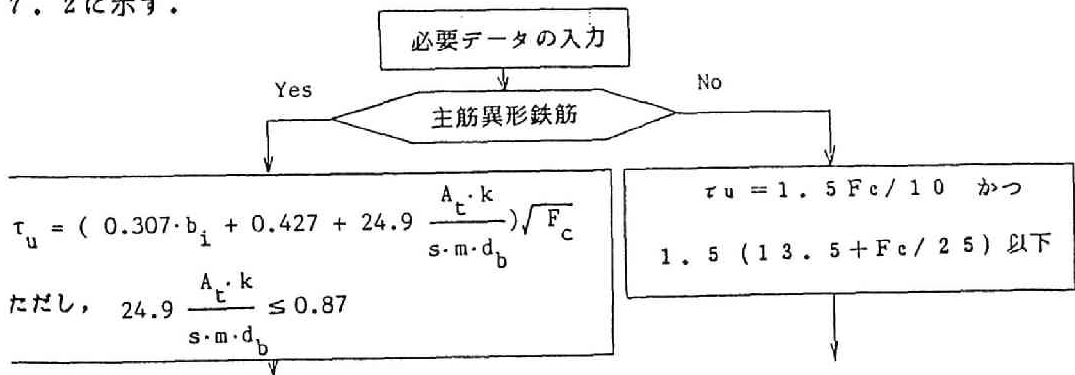
(d) セン断耐力の計算……第4章で誘導したせん断補強筋の補強効果式(4.8)式より得られる値に手順(c)で求めた Q_s を加える事によりせん断耐力 lQ_u を計算する(4.13)式。

(e) 付着割裂せん断耐力 spQ_u の計算……第5章で示した解析手法を用いて付着割裂せん断耐力 spQ_u を求める。ただし、図5.24で示したフローチャートに於て、クリティカル断面に対して仮定する主筋引張力 T_A がその降伏強度に達した場合には、 spQ_u の値は、クリティカル断面の曲げ降伏強度にほぼ対応した値になる為計算を打ち切り、平面保持の仮定に基づいて得られたクリティカル断面の曲げ降伏耐力により spQ_u を与える。

(f) セン断耐力 Q_u の決定……(d)および(e)で得られた lQ_u および spQ_u のうち小さい方の値により Q_u を与える。

$$Q_u = lQ_u \text{ および } spQ_u \text{ の小さい方} \quad (7.2)$$

上に示した手順はせん断スパン有効高さ比 a/d が1.5以上の場合に限って適用可能なわけであるが、もし、 a/d が1.5以下の場合に対しても第4章で得られたせん断補強効果式(4.8)が適用可能であれば、第3章で示した斜張力ひびわれ耐力式(3.40)と加え合わせる事により、せん断耐力 Q_u を求めることが出来る。ただし、この場合には付着割裂せん断破壊を考慮する必要は無い。以上の手順を図7.2に示す。



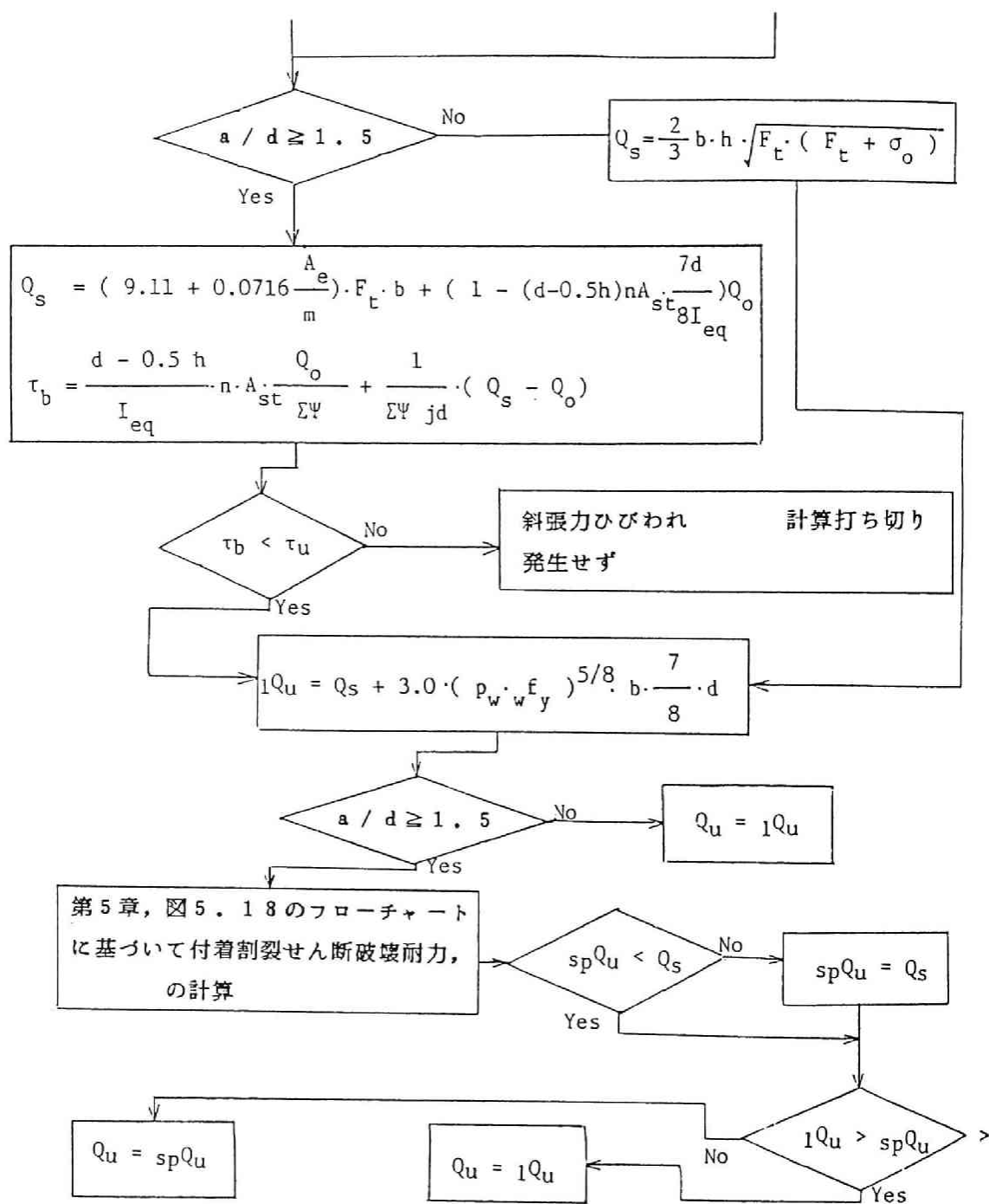


図7.2 RC柱のせん断耐力計算の流れ

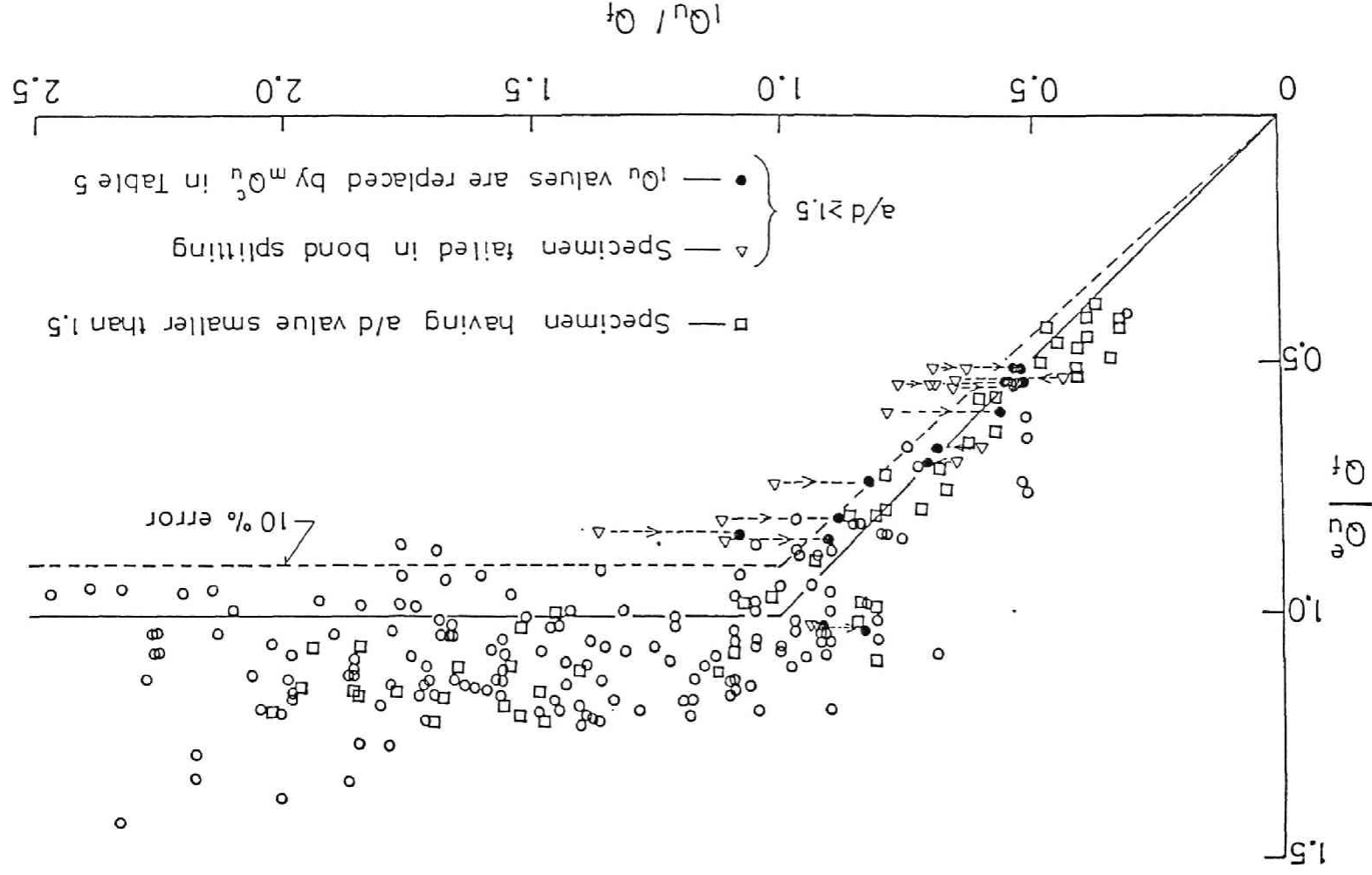


図 7. 3 柱せん断耐力の実験値と計算値の比較

図 7. 2 に示した手順に従って、付録に添付した既往の実験資料のうち、せん断スパン有効高さ比 a/d が 1.5 以上の 217 体および 1.5 未満の 49 体の柱に対してせん断耐力の計算を行った。ただし、付表の供試体番号 120～156 の 37 体は、主筋として丸鋼を用いている為、主筋の付着弛緩を考慮して第 5 章で示した解析手法を適用すべきであるが、供試体載荷形式が特殊な為かなり解析手法を修正せねばならず、ここでは耐力計算の対象から除外した。図 7. 3 に計 266 体の全供試体に対する結果をまとめて示した。縦軸および横軸はクリティカル断面の曲げ耐力計算値に対応するせん断力 Q_f で無次元化された、最大耐力実験値 Q_u^e とせん断耐力計算値 ${}_1Q_u$ を表している。□印がせん断スパン有効高さ比 a/d が 1.5 未満の柱供試体に対するもので、殆どの供試体が図中破線で示した解析値よりも大きな耐力を示している事が判る。一方、○印は a/d が 1.5 以上の柱供試体に対するものであるが、 $a/d < 1.5$ の場合と同様、殆どの供試体が解析値を上回っている。また、図中の△印は付着割裂せん断破壊を生じたと考えられる供試体（第 5 章、表 5.3 参照）に対する ${}_1Q_u$ の値を示したものであるが、実験値が解析値を大きく下回っている事が判る。そこで、これらの供試体に対して、第 5 章で得られた付着割裂せん断耐力の解析結果のうち森田・藤井の異形鉄筋に対する割り裂き付着耐力に基づいて得られた耐力 ${}_mQ_u^c$ （第 5 章、表 5.4 参照）によって、 ${}_1Q_u$ の値を置換えた結果が●印である。図より明らかなように、これら付着割裂せん断破壊をした供試体に対して先に述べた付着割裂せん断耐力 ${}_{sp}Q_u$ を用いる事により、実験値と解析値の適合性が良好となる事が判る。以上、実験値と解析値の比較より、先に示した手順（図 7. 2）により RC 柱のせん断耐力を求め得る事が明らかになった。ただし、本項の最初に述べたように、著者の示した手順には、腹部コンクリートが斜め圧縮応力によって圧壊する場合（図 7. 1, Type 3）に対する検討は含まれていない。

7. 3 第 7 章のまとめ

本章に於ては、第 3 章から第 6 章において明らかにされた単調載荷時に於ける RC 柱のせん断抵抗機構および斜張力ひびわれ耐力 Q_s 、せん断補強筋の降伏により決まるせん断耐力 ${}_1Q_u$ 、主筋の割り裂き付着破壊により決まる付着割裂せん断耐力 ${}_{sp}Q_u$ の各限界値に基づいて、RC 柱の終局せん断耐力 Q_u を決定する手順を示した。また、示された算定手順の妥当性を評価する為に、付録に示した既往の柱実験結果のうち 266 体の供試体に対して数値計算を実施し、実験値と計算値の比較を行った。この結果、以下に示す結論が得られた。

1) せん断スパン有効高さ比 a/d が 1.5 以上の場合には、斜張力ひびわれの発生

以後、斜張力ひびわれを横切るせん断補強筋が降伏する事により定義したせん断耐力 lQ_u と、主筋の割り裂き付着破壊により定義した付着割裂せん断耐力 spQ_u のうち値の小さい方により柱のせん断耐力 Q_u を与えればよい。ただし、 spQ_u が斜張力ひびわれ耐力 Q_s より小さい場合には、 $Q_u = Q_s$ となり斜張力ひびわれの発生が直ちに柱の急激なせん断破壊を引き起こす。

2) せん断スパン有効高さ比 a/d が 1.5 未満の場合には、全断面有効と仮定した弾性計算で得られる斜張力ひびわれ耐力 Q_s と、 $a/d > 1.5$ の柱供試体より得られたせん断補強効果式を加え合わせる事によりせん断耐力を与える事が出来る。

以上のように、著者の示した方法によって、RC柱のせん断耐力を求める事が出来、殆どの供試体の実験値が計算値を若干上回っているが、図7.3よりも明らかなように、種々の条件によって計算値の実験値に対する比率が異なった値をとっている。これは、せん断補強筋の降伏時によってせん断耐力を定義し、以後の耐力上昇を無視した事等が原因と考えられ、破壊安全率を一定の値にするという観点から見れば今後の課題である。

第8章 繰り返しせん断力下でのRC柱のじん性確保

8.1 序論

鉄筋コンクリート骨組が強震による正負繰り返し高応力を受ける場合には、その構成部材である梁および柱が十分な耐力又はじん性を発揮する事により、架構の安全性が確保される。特に、その破壊が直ちに骨組の崩壊につながる柱に於けるぜい性破壊は最も深刻な問題である。過去の震害に於ても、殆どが柱の破壊に端を発しており、この問題の重要性が認識される。

通常、鉄筋コンクリート柱の設計に於ては、柱頭及び柱脚部断面共に曲げ降伏モーメントに到達した状態を想定し、それに対応するせん断力に対してせん断補強される。すなわち、柱材にはそれ以上のせん断力が加わらず、したがって原則的には、せん断破壊する事が無い。しかしながら、地震時に於ては柱頭及び柱脚断面が降伏曲率を越える高応力下での繰り返し応力を受け、静的には十分なじん性を示したものが、粘りの無いぜい性破壊を示すことがしばしば観察される。そこで著者は、塑性変形領域に於ける高応力繰り返しせん断力下での代表的なぜい性破壊の形態を、過去の実験観察より下に示す3つに分類した。

(1) せん断補強筋降伏形式……繰り返しせん断力によって、柱内部せん断抵抗機構の劣化により、見掛け上のコンクリート負担せん断力が減少し、それに伴ってせん断補強筋応力が徐々に増大する。結果として、せん断補強筋応力がその降伏強度に到達し、斜張力ひびわれに対する横拘束力が頭打ちとなり急激なせん断破壊が生じる。

(2) 付着割裂せん断破壊形式……異形鉄筋リブのくさび作用により、主筋周辺のカブリコンクリートが割り裂かれる。その結果、カブリコンクリート剝離による断面欠損及び主筋付着性能の劣化が生じ耐力が失われる。

(3) コンクリートの低サイクル疲労形式……軸力レベルの高い柱に於て生じ易く、繰り返し曲げ圧縮力により、クリティカル断面のコンクリートが圧壊し耐力を失う。

本章は、これらの3つのぜい性破壊形式の機構を明らかにし、その防止策を論じる事を目的としており、以下各節毎の概要を述べる。

第2節に於ては、先に述べた3つの破壊形式を取り上げ、それらの発生機構について考察を加えた。特に、せん断補強筋降伏形式及び付着割裂せん断破壊形式に関しては著者の行った実験の結果を用いて詳細な検討を加えた。また、ぜい性破壊発生機

構の考察より，せん断補強筋降伏形式に対しては，降伏強度の大きい高強度せん断補強筋の使用が有効である事，付着割裂せん断破壊形式に対しては，せん断補強筋の影響を考慮した付着機構の解明とそれに基づいた付着設計法の確立が必要である事，またコンクリートの低サイクル疲労形式に対しては，コンクリートの応力ひずみ曲線に於ける負勾配部分を，横拘束する事により改善した所謂横拘束コンクリートの使用が有効である事を指摘した。

第3節に於ては，第2節の指摘に従い高強度せん断補強筋を用いた柱の繰返しせん断力加力試験を行い，高強度せん断補強筋の使用が，せん断補強筋降伏形式のぜい性破壊防止に極めて有効であることを実験結果に基づいて示した。

第4節に於ては，繰返しせん断力下での付着割裂せん断破壊耐力を求める方法として，広沢の方法，吉岡・武田の方法及び柴田・荒井の方法を紹介し，これら算定式の問題点について論じた。

第5節に於ては，コンクリートの低サイクル疲労形式のぜい性破壊を避ける為の方策としての横拘束コンクリートの使用について論じた。著者等の実験結果に基づいて，横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化を行うと同時に横拘束コンクリートを用いた柱の繰返し高応力載荷実験を行いその有効性を確認した。

8. 2 繰返しせん断力下でのぜい性破壊形式

前節で繰返しせん断力の下での3つのぜい性破壊形式を述べたが，本節ではそれらの発生機構について検討する事とし，まず3つの形式の内，前2者について著者の行った実験結果を用いて論じる。

用いた供試体は，断面4隅に19mm異形鉄筋を配置した図8.1に示すもので，第5章で述べた改良型固定梁形式載荷法（図5.6参照）が用いられた。材料の力学的性質は表8.1に示すとうりであり，せん断力加力中，柱軸力は $N = 39.05 \text{ ton}$ の一定値に保持された。加力のルールは柱頭部の水平変位に基づいて次のご

表8.1 材料の力学的性質

D19 SD-40	Yield strength	4500 kgf/cm ²
	Elastic modulus	1870000 "
φ6 SR-24	Yield strength	3000 "
	Elastic modulus	1880000 "
Concrete	Compressive strength	34.4 "
	Tensile strength	26.2 "
	Elastic modulus	293000 "

とくに定められた。すな
 わち、柱頭及び柱脚部断面
 が曲げ降伏する時の水平変
 位 δy を基準値とし、せん
 断補強筋 ($\phi 6 \text{ mm}$) 間隔
 が 5 cm の KS2-5R 供
 試体に於ては、最大変位振
 幅が、 $\pm \delta y$ 、 $\pm 2 \delta y$ お
 よび $\pm 4 \delta y$ となるように、
 また、せん断補強筋間隔が
 7.5 cm の KS2-7.5
 R 供試体に於ては $\pm \delta y$ 、
 $\pm 1.5 \delta y$ 、 $\pm 2 \delta y$ お
 よび $\pm 2.5 \delta y$ となるよ
 うな、漸増変位振幅制御と

し各変位振幅で正負3回の交番载荷を行った。これら供試体の実験に於て、せん断補強筋降伏形式および付着割裂形式の2つが観察された。以下、それら2つの破壊形式について考察を加える。

(i) せん断補強筋降伏形式

図8.2にKS2-5R供
 試体の履歴復元力特性を、ま
 た写真8.1に実験終了後の
 様相を示した。変位振幅 $\pm 4 \delta y$ に至る迄は、極めて安定性の良い典型的な曲げ降伏型の履歴復元力特性を示していたものが、 $\pm 4 \delta y$ の変位振幅時の負方向第1回载荷の途中で急激な耐力低下を示し破壊に至った。実験観察によると、柱頭部の斜張力ひびわれ幅の増大と圧縮域コンク

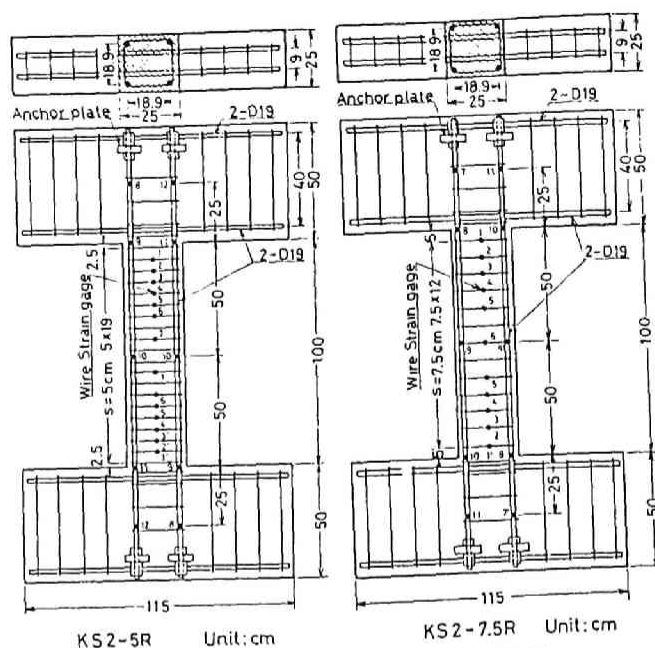


図8.1 供試体の寸法および配筋

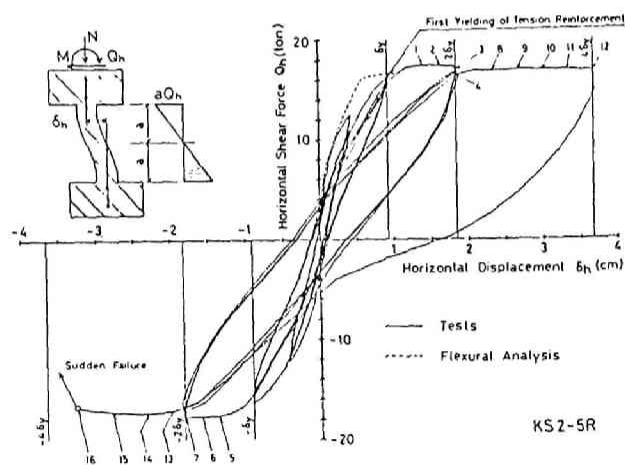


図8.2 KS2-5R供試体履歴復元力特性

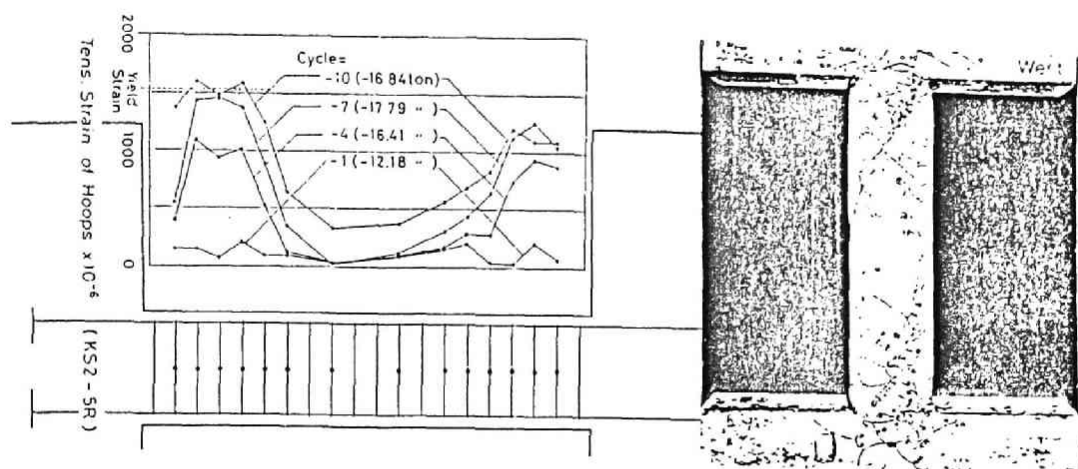


図 8. 3 載荷履歴に伴うせん断補強筋ひずみの増大

写真 8. 1

リートの圧壊が急激な耐力低下の原因と考えられたので、載荷履歴に伴うせん断補強筋ひずみの変化に着目した。図 8. 3 に実測されたせん断補強筋のひずみ変化（図中に示した数字がトータル載荷回数を表す）を示すが、載荷回数の増加に伴って、柱頭部および柱脚部のせん断ひびわれを横切るせん断補強筋ひずみが増大しており、負方向の -10 サイクル時の、図 8. 2 に於ける荷重番号 15 の点で柱頭部の 2 本のせん断補強筋ひずみとその降伏ひずみを越えている事が判る。破壊時に於けるひずみは実測されていないが、おそらくはせん断ひびわれを横切るせん断補強筋全部が降伏し、荷重番号 16 の点で急激な破壊が生じたものと推察される。この現象を、せん断補強筋の負担せん断力という立場から見たのが、図 8. 4 である。図 8. 4 に於ける縦軸は、柱の負担している全せん断力により基準化された見掛け上のせん断補強筋負担せん断力（図中に示す

ように、せん断ひびわれを横切るせん断補強筋引張力の総和で定義） Q_R / Q_h であり、横軸は、累積載荷サイクル数である。 Q_R / Q_h の値は、各変位振幅時に於ける最大変位時に対応している。なお、図中には次項で述べる付着割裂せん断破壊を起こした KS 2-7.5R 供試体に関する結果も併記した。図より明

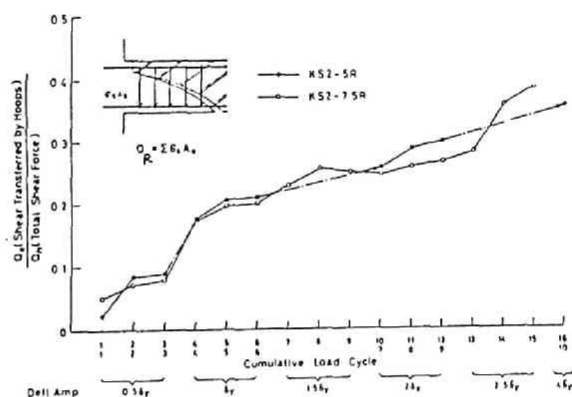


図 8. 4 せん断補強筋負担せん断力の推移

らかなように、累積荷重サイクルの増加に伴って、せん断補強筋の負担せん断力の比率が増大していく。このような、引張鉄筋が降伏して以後の塑性変形領域での繰返し荷重下に於ける柱のせん断補強筋ひずみの漸増は、Paulay等によって示されたスパンドレルビームの実験結果と一致している。これは、高応力繰返し荷重によって、コンクリートに依存するせん断抵抗機構が劣化していく為であり Paulay等の実験によると、せん断補強筋の負担せん断力は、全せん断力の100%近くにも達するという結果が得られている(図8.5参照)。このような、高応力繰返し荷重下でのせん断補強筋引張力の漸増およびその降伏によるぜい性的な破壊の発生を考え合わせると地震荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の設計においては、せん断補強筋の降伏を防止する必要がある、降伏強度の大きな高強度せん断補強筋の使用が推奨される。

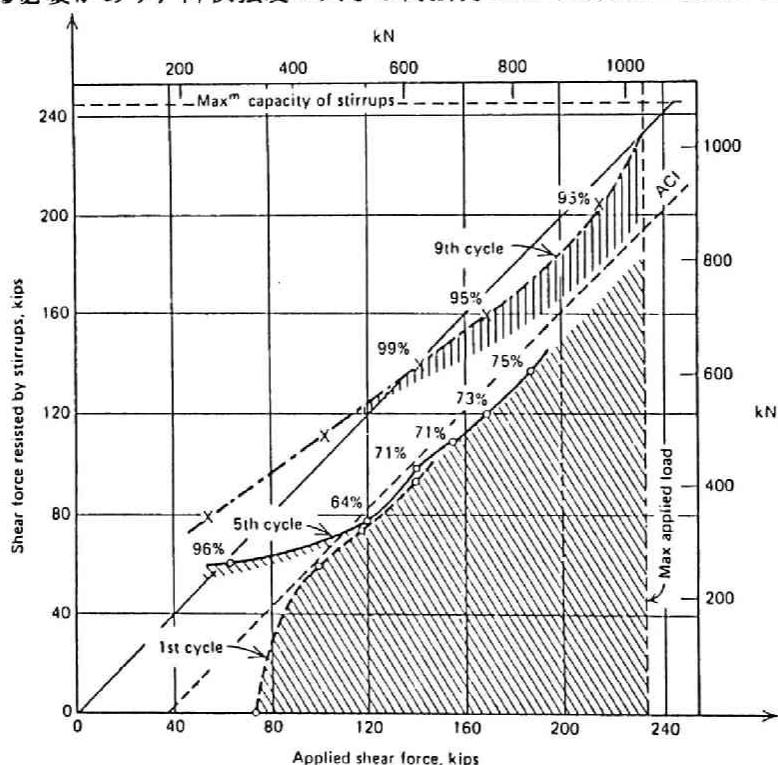


図8.5 斜張力ひびわれを横切るスターラップにより負担されるせん断力の変化 (Paulayによる70)

(ii) 付着割裂せん断破壊形式

図8.6にKS2-7.5R供試体の履歴復元力特性を、また写真8.2に実験終了時の様相を示した。変位振幅 $\pm 1.5\delta_y$ の第1回荷重サイクルより、斜張力ひびわれと引張鉄筋との交点より主筋軸に沿って生じる付着割裂ひびわれ(第3章、図

3. 1 参照) の発生が認められ、繰返し回数の増加に伴って異形鉄筋の滑動によるリブのくさび作用でカブリコンクリートが剝離し $\pm 2.5 \delta_y$ の変位振幅に於て急激に耐力を失っている。このような付着割裂ひびわれの進展による耐力低下をせん断補強筋の挙動と対応させる為に、そのひずみ変化を示したのが図 8. 7 である。図 8. 3 と同様に繰返し回数の増加に伴ってせん断補強筋ひずみの増大

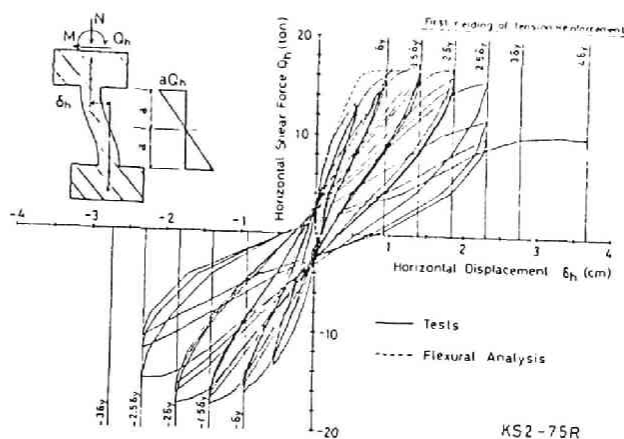


図 8. 6 KS2-7.5R 供試体履歴復元力特性

が見られるが、大きな相違点が 2 つある。第一点は、柱頭および柱脚部のせん断ひびわれを横切るせん断補強筋ひずみが、或る値で頭打ちとなり降伏ひずみに到達していない点で、第二点は、柱中央部のせん断補強筋ひずみがかなり大きな値にまで到達している点である。これは、主筋の滑動による割り裂き付着破壊の進行とそれによる耐力の低下に対応している。

この現象をより詳細に調査する為に、柱中央部に於ける軸鉄筋とせん断補強筋ひずみの累積載荷サイクルの増加に伴う変化を図 8. 8 に示した。同図中には、供試体

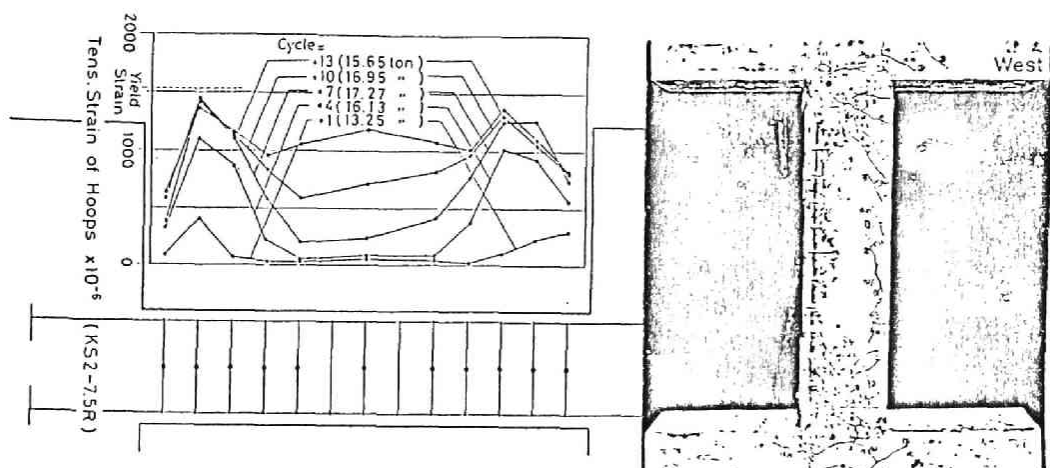


図 8. 7 載荷履歴に伴うせん断補強筋ひずみの増大

写真 8. 2

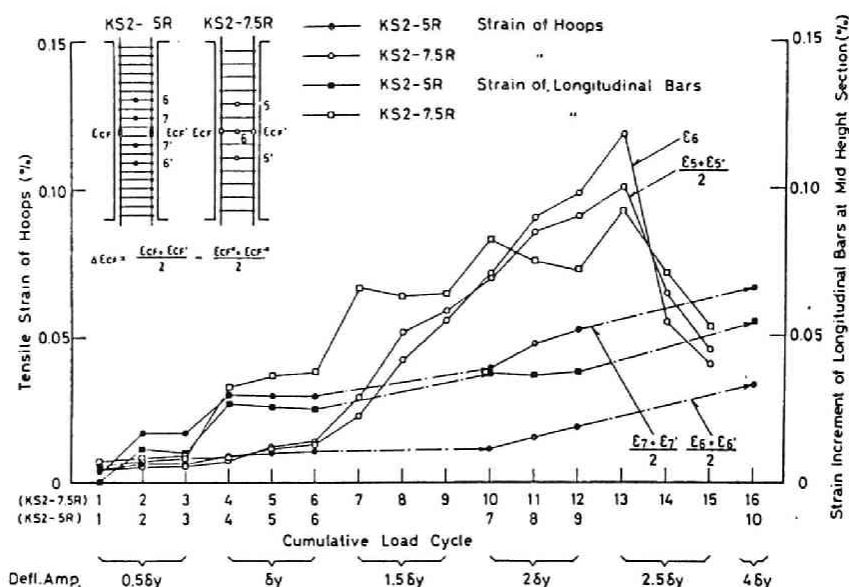


図 8. 8 繰り返し回数の増加に伴う柱中央部主筋およびせん断補強筋ひずみの変化

図に示した位置での測定ひずみが描かれており、軸鉄筋ひずみは反曲点位置で測定した左右両側主筋に対する値の平均値であり、軸力導入時からの増分とした。また、せん断補強筋ひずみは、反曲点を境として対称位置のものの値の平均値とした。KS2-7.5R 供試体では、累積荷重サイクルが6に達して以後、ここでの軸筋ひずみが増大しそれに伴ってせん断補強筋ひずみも増大している。これは、付着割裂ひびわれの進展に対応しており、軸鉄筋が滑動した結果、図 8.9 に示すように鉄筋のリップ前面のモルタルが破砕されることにより形成された斜面に沿って軸鉄筋がコンクリート上に乗上げ、それをせん断補強筋が阻止しようとする為に生じた現象である。これに対して、KS2-5R 供試体に於ては、累積荷重サイクルの増加に伴う反曲点位置主筋ひずみの増大はそれほど大きくなく、またそこでのせん断補強筋ひずみもほぼ主筋ひずみの変化と同等である。これは付着割裂ひびわれが殆ど発生していないことと対応している。

KS2-7.5R 供試体の力学的挙動との間のこのような差異の原因を、前に示した付着割裂せん断破壊の発生機構の概念図（第5章、5.1図参照）を

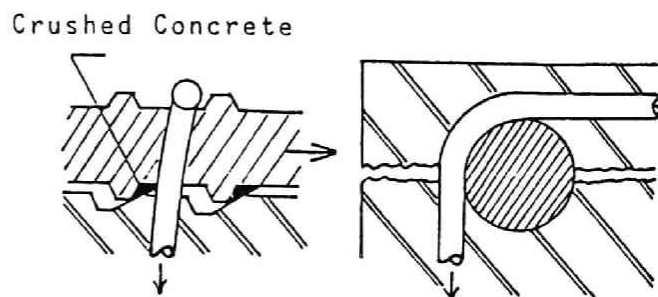
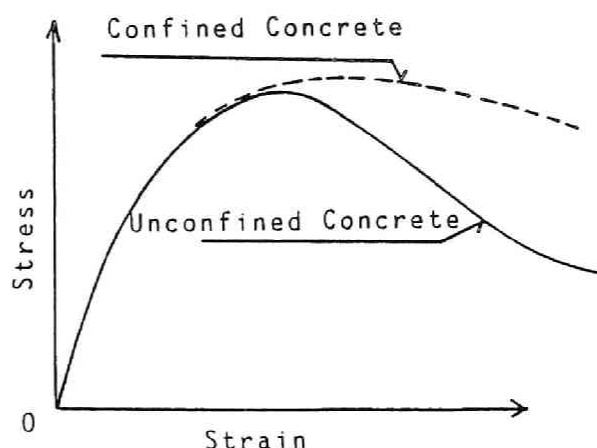


図 8. 9 異形鉄筋の滑りと横補強筋の作用

用いて考察する。反曲点位置での軸鉄筋引張力の大きさは、B-B断面に於ける軸鉄筋引張力 T_B に大きく依存しており、 T_B が大きければそれだけ付着割裂ひびわれが発生し易くなる。

柱端部断面に軸鉄筋引張力 T_A と T_B の差は、この間に生じる扇形トラス機構（第3章，図3.12参照）と，コンクリート片持梁の残存抵抗（ひびわれ面の骨材の噛合いに依存）に依って生じている。以上の内部機



構に関する考察と実験結果を考 図8.10 コンクリートの応力ひずみ曲線の比較えあわせると，KS2-5R供

試体とKS2-7.5R供試体の力学的挙動に於ける差は，せん断補強筋量の差による軸鉄筋の割り裂き付着耐力の差によるものと考えられるよりも，繰返し載荷の下での扇形トラス機構およびコンクリート片持梁のひびわれ面に於ける骨材の噛合い作用等による残存抵抗の有効性⁷¹⁾に於ける差と考えたほうが良い。なぜならば，KS2-5R供試体に於ては，付着割裂ひびわれの発生が殆ど認められないからである（せん断補強筋の存在は付着割裂ひびわれ耐力に影響しない）。このように，繰返しせん断力下での付着割裂せん断破壊は，異形鉄筋の割り裂き付着耐力のみならず，内部トラス機構の変化，ひびわれ面での骨材の噛合い作用等，考慮しなければならない要因が極めて多い為，その解明ははなはだ困難である。

以上，繰返しせん断力を受けるRC柱のぜい性的な破壊形式として，せん断補強筋降伏形式と付着割裂せん断破壊形式について論じ，その発生機構を明らかにした。一方，これら2つのぜい性破壊形式に加えて考慮しなければならないのは，繰返し曲げ圧縮力を受けるクリティカル断面に於けるコンクリートの低サイクル疲労である。これは，軸力レベルの高い柱に於て生じ易く，図8.10に示すようにコンクリートの応力ひずみ曲線が最大応力以後負の勾配を持っている為で，この負勾配が急な程ぜい性的な破壊性状を示すことが知られている。これを防止する為には，最大応力以後の負勾配の傾斜が小さく，よりじん性に富んだ応力ひずみ関係をコンクリートに付与しなければならず，横拘束筋を用いた拘束コンクリートの使用が最善の策と考えられる。

8.3 高強度せん断補強筋の繰返し荷重下でのせん断補強効果

せん断補強筋を降伏させない為には、降伏強度の高い補強筋を用いるのが良策であることを先に述べた。高強度せん断補強筋を用いることの有効性は、黒正・福原等⁷³⁾の研究によって既に示されており、また、第4章で示した著者の実験結果でもせん断補強筋の補強効果は、その面積比 p_w と降伏強度 wfy の積 $p_w \cdot wfy$ により表し得ることが明らかにされている。そこで、繰返しせん断力下での高強度せん断補強筋の挙動をより詳細に調査し、普通強度せん断補強筋との比較の上でその有効性を明らかにする為に、片持梁形式の柱供試体のせん断力加力試験を実施した。なお、高強度せん断補強筋としては、JIS G 3109に規定されているプレストレストコンクリート用鋼棒を用いた。

(i) 供試体と実験の方法

図8.11に用いた供試体と載荷装置を示した。供試体は同図中に示したような片持梁形式で、軸鉄筋として断面4隅に異形鉄筋D19を配置した。これらの軸鉄筋は、供試体下部柱梁接合部内および柱頭部での定着破壊を防止する為に、その両端部にネジ切りを行い鋼板を用いて定着した。これは、軸鉄筋の付着破壊によってせん断補強筋が本来の機能を発揮しえない場合を前もって除く為である。せん断補強筋は、丸鋼 $\phi 6$ mmで曲げ半径9.5mm、余長60mmの135度フックを持ち、普通軟鋼と高強度PC鋼棒を用いて製作された。使用したコンクリートは、重量配合比が1:2.83:3.28の普通コンクリートで水セメント比は $w/c = 57.3\%$ で

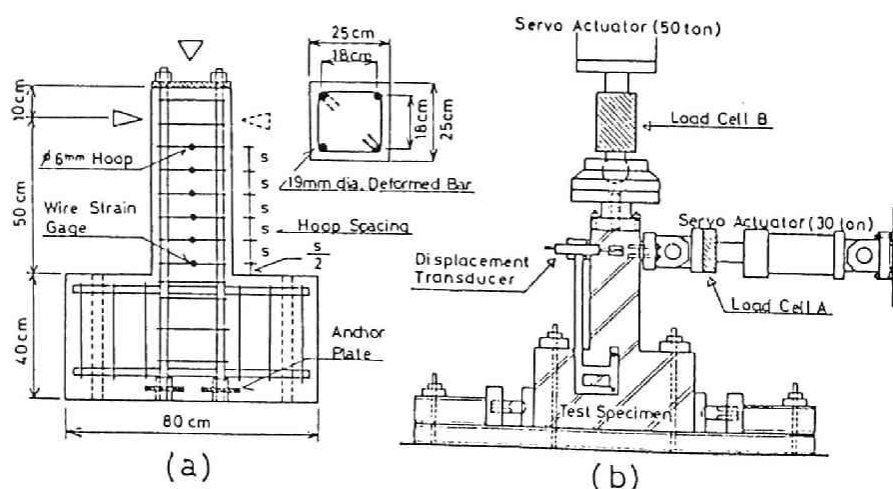


図8.11 供試体と実験装置

表 8. 2 鉄筋およびコンクリートの柱試験時における性質

Concrete properties at the age of loading tests		Compressive strength	267 kgf/cm ²
		Tensile strength	25.1 kgf/cm ²
		Modulus of elasticity	240900 kgf/cm ²
Longitudinal reinforcement (19 mm in dia. deformed bar)		Yield strength	3850 kgf/cm ²
		Modulus of elasticity	2079000 kgf/cm ²
Web reinforcement (6 mm in dia. round bar)	N*	Yield strength (0.2% off-set stress)	3000 kgf/cm ²
		Modulus of elasticity	1882000 kgf/cm ²
	H*	Yield strength (0.2% off-set stress)	11740 kgf/cm ²
		Modulus of elasticity	2100000 kgf/cm ²

*Ordinary yield strength web reinforcement

*High yield strength web reinforcement

表 8. 3 供試体一覧表

Specimen	Ref. No.	Sectional Dimension			Details of Shear Reinforcements						Loading*
		b(cm)	h(cm)	d(cm)	ϕ (mm)	s(cm)	$p_w(\%)$	$w \cdot f_y \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$	$p_w \cdot f_y \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$		
2NB-10M	178	25	25	21.5	6.0	10	0.224	3000	6.72	M	
2NB-10R	179	25	25	21.5	6.0	10	0.224	3000	6.72	R	
2HB-10M	180	25	25	21.5	6.2	10	0.226	11700	26.4	M	
2HB-10R	181	25	25	21.5	6.2	10	0.226	11700	26.4	R	
2NB-7.5M	182	25	25	21.5	6.0	7.5	0.300	3000	9.00	M	
2NB-7.5R	183	25	25	21.5	6.0	7.5	0.300	3000	9.00	R	
2HB-7.5R	184	25	25	21.5	6.2	7.5	0.302	11700	35.3	R	
2NB-5M	185	25	25	21.5	6.0	5.0	0.450	3000	13.5	M	
2NB-5R	186	25	25	21.5	6.0	5.0	0.450	3000	13.5	R	
2HB-5M	187	25	25	21.5	6.2	5.0	0.452	11700	52.9	M	
2HB-5R	188	25	25	21.5	6.2	5.0	0.452	11700	52.9	R	

* M: Monotonic Loading R: Repeated Reversed Loading

あった。これら材料の機械的性質を表 8. 2 にまとめて示した。図 8. 1 1 (b) に示すように、水平せん断力および一定軸力 ($N = 31.75 \text{ ton}$) は、2 台のサーボアクチュエータで加えられた。載荷ルールは、単調載荷と、柱脚部断面が曲げ降伏する時のせん断力加力点の水平たわみ δ_y を基準とした変位制御繰返し載荷の 2 種類で、繰返し載荷のプログラムは図 8. 1 2 に示す通りである。実験に用いた供試体は、せん断補強筋の基本的挙動を知る為の単調載荷用供試体 5 体と繰返し載荷用供試体 6 体の計 11 体で、表 8. 3 に名称と配筋をまとめて示した。また、各供試体名称の意味は次の通りである。

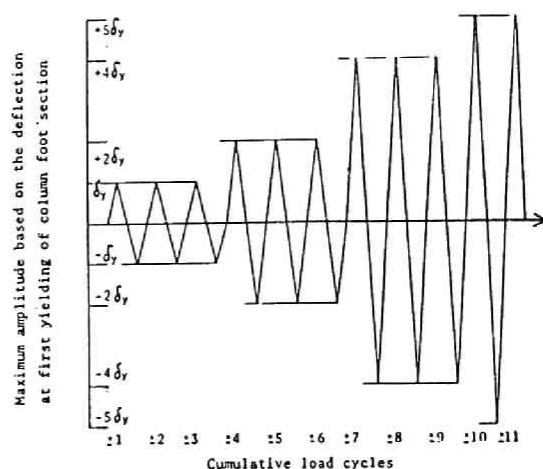
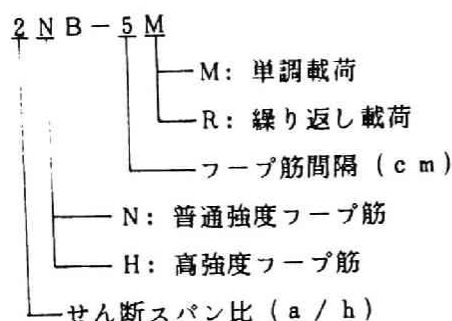


図 8.12 載荷プログラム

参考の為に、実験供試体断面の曲げ解析結果を表 8.4 に示すが、断面が曲げ降伏して以後最大耐力に達して圧縮域コンクリートが圧壊する迄の曲率じん性率は 3.39 であった。

表 8.4 平面保持の仮定に基づく断面の曲げ解析結果

	Moment t·m	Curvature 1/cm	Concrete strain at extreme compression fiber	Strain of tension reinf.
First yielding of column foot sec.	6.689	0.000165	0.00168	0.00187
Flexural capacity	7.123	0.000559	0.00358	0.00845

(ii) 履歴復元力特性

図 8.13～8.17 に、実験より得られた履歴復元力特性を示した。同図中には破線により単調載荷試験より得られた結果も併せて示した。また、各曲線には柱頭部の水平変位に伴って生じる、軸力載荷用アクチュエータの傾斜による水平分力の補正が加えられている。これらの図より、単調載荷時に於ては、せん断補強筋量の多少

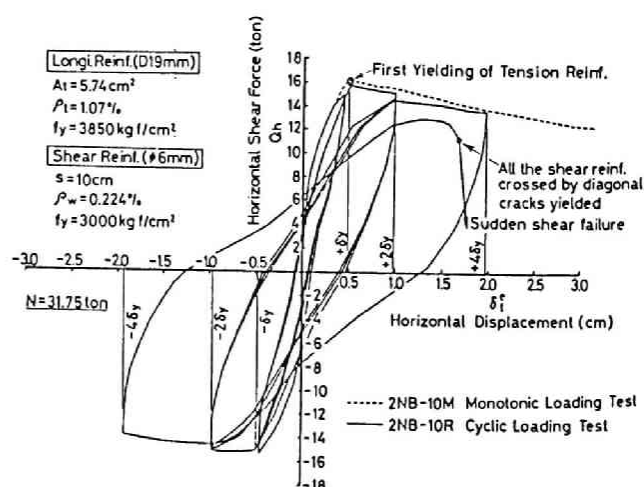


図 8.13 2NB-10M, 2NB-10R履歴曲線

に拘らずすべての供試体がじん性率6以上のじん性的挙動を示していることが判る。図8.13および図8.14に注目すると、2NB-10Rおよび2NB-7.5Rの両供試体ともに最大変位振幅 $\pm 2\delta_y$ では極めて安定した紡錘型の履歴曲線を示したが、2NB-10R供試体では、 $\pm 4\delta_y$ の変位振幅の

正方向第2サイクルで、2NB-7.5R供試体も同一変位振幅時の負方向第1サイクルで急激な耐力低下を示した。これは、せん断補強筋ひずみの実測結果より斜張力ひびわれを横切るせん断補強筋ひずみが荷重サイクルの増加とともに増大していき、最終的には、降伏ひずみを超過したのではないかと推察された。

また、図8.15には、2NB-5R供試体の履歴曲線が示めされているが、上に述べた2供試体に比べてより安定した履歴曲線を示しており $\pm 5\delta_y$ の変位振幅時の正方向第1回荷重時に急激な耐力低下を示した。

これもやはり、せん断補強筋の降伏に起因するものと判断された。なお、これら供試体のせん断補強筋ひずみの変化に関しては後で詳しく述べる。

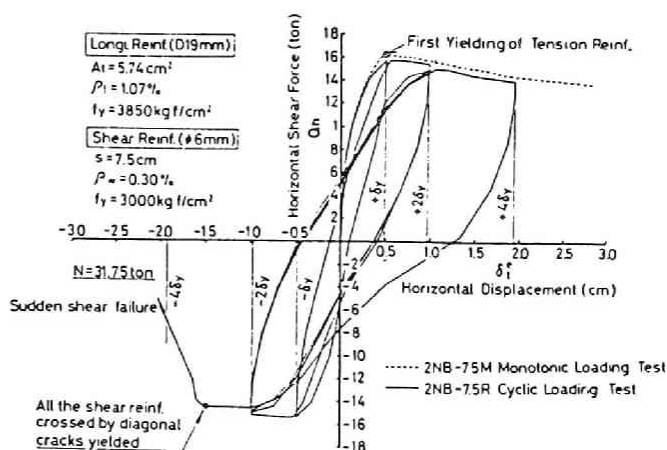


図8.14 2NB-7.5M, 2NB-7.5R履歴曲線

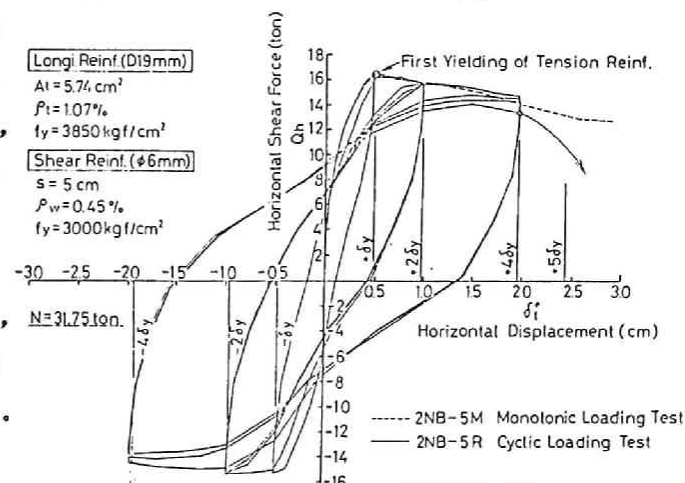


図8.15 2NB-5M, 2NB-5R履歴曲線

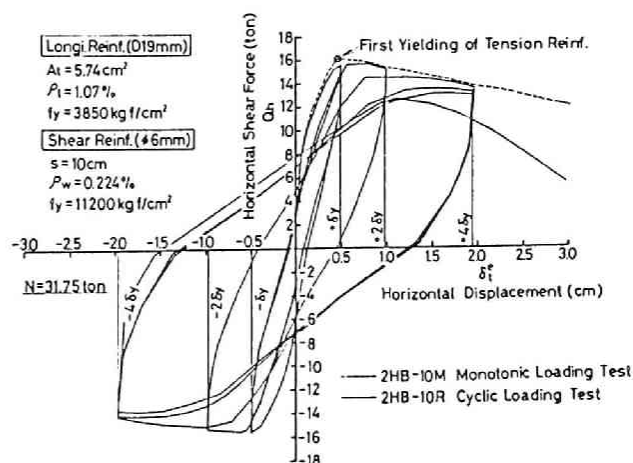


図8.16 2HB-10M, 2HB-10R履歴曲線

次に高強度せん断補強筋を用いた供試体について考察を加える。図8.16には、2HB-10R供試体の履歴曲線を示すが、図8.13と比較すると顕著な差が見られる。すなわち、2HB-10R供試体は、変位振幅 $\pm 4\delta_y$ の正負3回の繰り返し载荷に対して安定した紡錘型の履歴曲線を示しており変位振幅を $5\delta_y$ に増加させる途中で耐力低下をきたしている。

また、2HB-5R供試体は、さらにじん性に富んでおり変位振幅 $\pm 5\delta_y$ の正方向第2回目の载荷サイクルで耐力低下をきたしている。図8.13～8.17の比較により、普通強度せん断補強筋を用いた供試体では、その降伏により急激な耐力低下を来すのに対して、高強度せん断補強筋を用いた場合には、その降伏現象は見られず高応力繰り返し荷重下に於ても十分な斜張力ひびわれに対する横拘束効果を発揮し、それが柱のたわみじん性に寄与したものと考えられる。

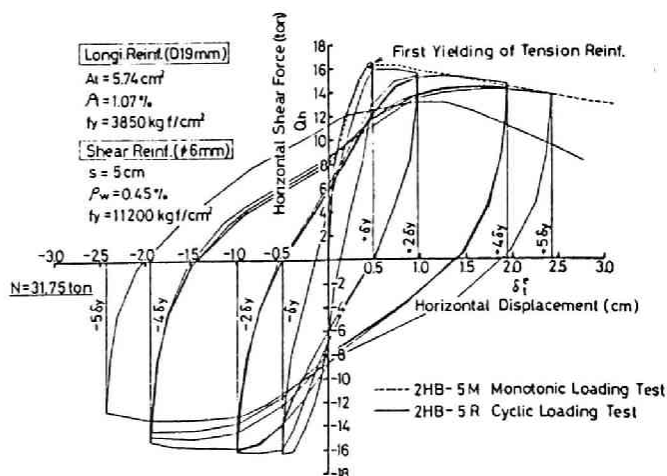


図8.17 2HB-5M, 2HB-5R履歴曲線

(iii) せん断補強筋の挙動

せん断補強筋の基本的な挙動を知る為に、初めに単調载荷された供試体の挙動に付き考察する。

図8.18に実験より得られた供試体柱頭部水平たわみ δ_t^e と、せん断補強筋負担せん断力 Q_R （ここでは斜張力ひびわれを横切るせん断補強筋の引張力ととする）の関係を示した。柱脚部断面降伏以後の塑性域に於

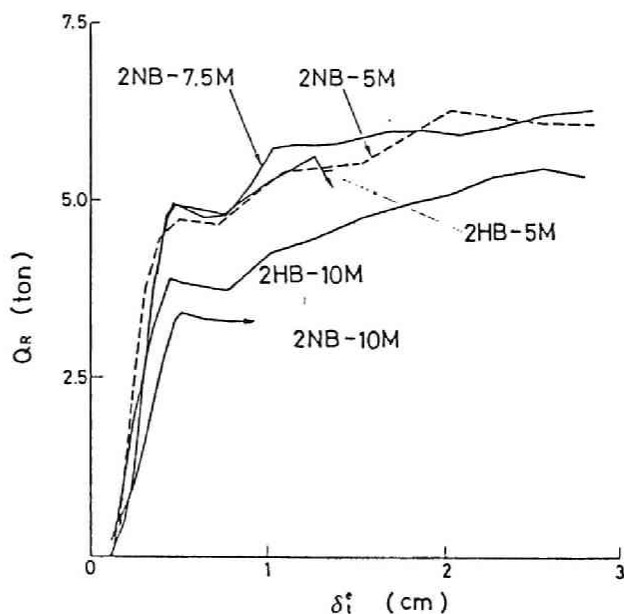


図8.18 Q_R 関係 (単調载荷)

ては、外力せん断力は徐々に減少しているにも拘らず、 Q_R の値は増大している。これは、圧縮域コンクリートの劣化に伴って、そこでのせん断力伝達性能が低下し、せん断補強筋がその肩代わりをしている為と考えられる。この現象を、せん断補強筋の補強効果という立場より見たのが図 8. 19 である。ここで言う補強効果とは、第 4 章で定義したのと同様で斜張力ひびわれ発生以後の耐力増分を指す。図 8. 19 の縦軸は、斜張力ひびわれ発生以後の耐力上昇を公称応力表示 ($v_R = (Q - Q_s) / b j d$) したものであり、横軸は、斜張力ひびわれをよこぎるせん断補強筋応力の平均値 $w f_s$ とその面積比 p_w の積である。図中には、著者の提案する補強効果式 (4. 8 式) の $w f_y$ を $w f_s$ で置換えた曲線が示されている。また、各実験曲線には柱脚部断面降伏時たわみ δy に対するじん性率 ($\mu = \delta / \delta y$) を付記した。柱脚断面が降伏する迄は、(4. 8) 式の曲線にはほぼ一致しており以後は変形の増加に伴って v_R が徐々に減じていくが、 $p_w \cdot w f_s$ は増大していく。すなわち、じん性率が大きくなる程 $p_w \cdot w f_s$ の値が大きくなる訳で、せん断補強筋の降伏時に於てその補強効

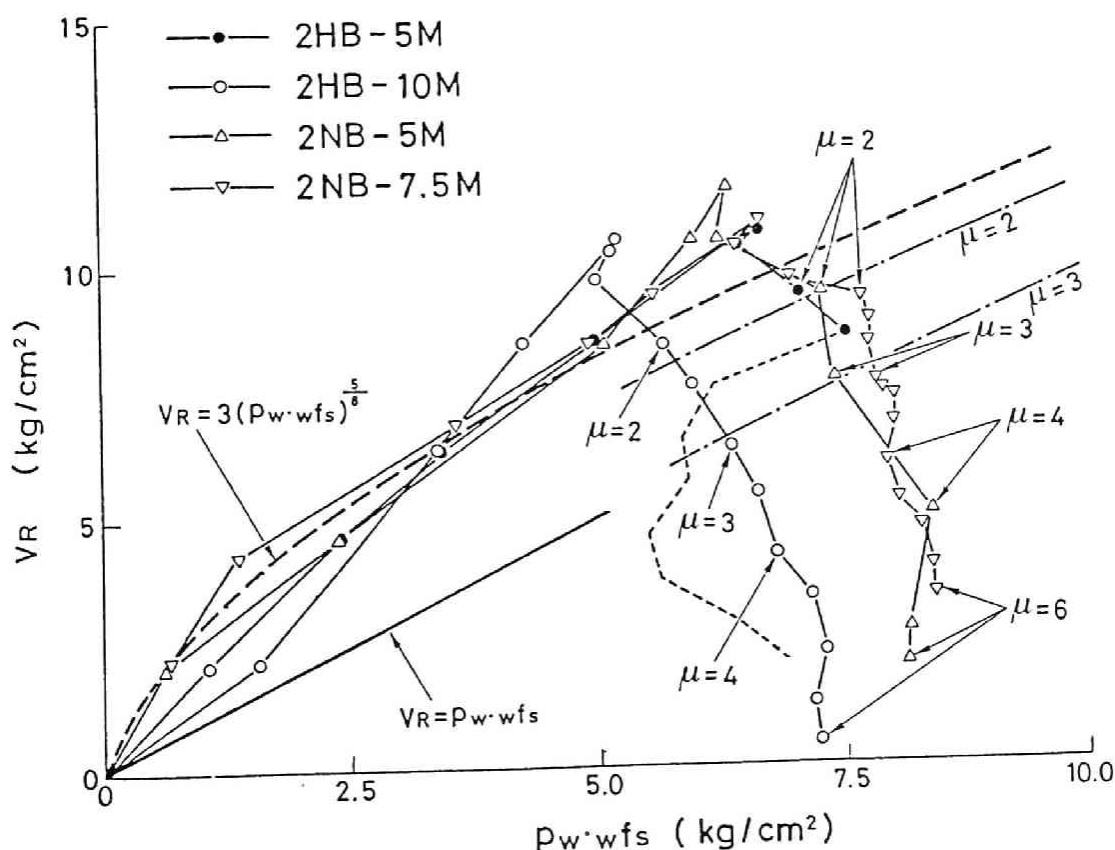


図 8. 19 $v_R - p_w \cdot w f_s$ 関係 (単調載荷時)

果が頭打ちになることを考えると、 p_w と wfy の積 $p_w \cdot wfy$ が必要じん性率に対して得られた $p_w \cdot wfs$ の値を下回らないように、せん断補強筋の詳細を決定しなければならない。以上のように、斜張力ひびわれ発生時のせん断力が常に一定に保持されると仮定すれば、せん断補強筋の補強効果を図 8. 19 に示すごとく、じん性率に対して減じることになる。たとえば、供試体柱断面の持つ解析上の曲率じん性率（本供試体に対しては 3. 39）に対応させて、柱に $\mu = 3. 0$ のたわみじん性率を確保する為には図 8. 19 より明かなように $vR = p_w \cdot wfs$ によって必要せん断補強筋量を決定すればよい事になる。

単調載荷時に於ける柱脚断面降伏以後のじん性とせん断補強筋の関係は、以上のとおりであるが、繰返し載荷の場合にはさらに載荷履歴の影響が加わる。図 8. 20 に 2NB-10R および 2HB-10R 供試体の累積載荷サイクルとせん断補強筋ひずみの変化を示した。普通強度せん断補強筋を用いた 2NB-10R 供試体では、載荷サイクルの進行に伴ってせん断補強筋ひずみが増大し、 $\pm 4\delta y$ の変位振幅時にせん断ひびわれを横切る全せん断補強筋が降伏している。これは、図 8. 13 で示した履歴曲線に於ける急激な耐力低下と対応している。一方、高強度せん断補強筋を用いた 2HB-10R 供試体でも載荷サイクルの進行に伴って、せん断補強筋ひずみの増大が見られるが、すべて弾性範囲であり十分なせん断補強効果を保持している。図 8. 21 および図 8. 22 にも同様の関係を示したが、載荷サイクルの進展に伴ってせん断補強筋ひずみの増大がみられ、普通強度せん断補強筋を用いた 2NB-7. 5R 供試体ではその降伏が認められ、2NB-10R 供試体と同様にせん断ひびわれを横切るものがすべて降伏した直後の変位振幅 $\pm 4\delta y$ の負方向第 1 回載荷サイクルで急激な耐力低下を示した（図 8. 14 参照）。図 8. 20～図 8. 22 では、各変位振幅での最大変位時に対するせん断補強筋ひずみ増大現象を示したが、次にせん断補強効果と

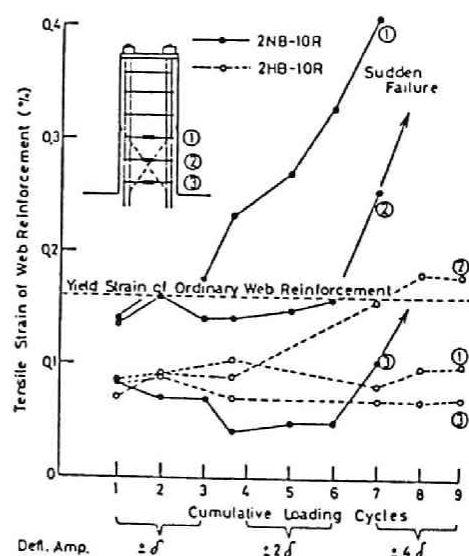


図 8. 20 せん断補強筋ひずみの載荷サイクルに伴う変化（各変位振幅での最大変位時）

いう立場より考察する。せん断ひびわれを横切るせん断補強筋引張力の和 Q_R より前出の(4.6)式を用いて $p \cdot w \cdot f_s$ を求め、公称せん断応力との関係を図8.23～図8.25に示した。なお、せん断補強筋が降伏して以後の応力を実験測定ひずみより推定する為には高応力繰り返し応力下での応力ひずみ法則を仮定しなければならないので、ここでは、せん断補強筋が降伏していない高強度せん断補強筋を用いた3供試体のみに限った。静的載荷時に於けるせん断ひびわれ発生以後の耐力上昇と、 $p \cdot w \cdot f_s$ の関係は、(4.8)式の $w f_y$ を $w f_s$ に置換えればよく図中に併記した。3供試体ともに正負第1回目載荷サイクルに於ては、ほぼ単調載荷に対して(4.8)式で与えられた $v_R - p \cdot w \cdot f_s$ 曲線上を辿るが、繰り返し回数の増大に伴って各変位振幅の最大変位時に於ける $p \cdot w \cdot f_s$ の値が増大していく。これは、単調載荷時に対する考察の所で述べた、たわみの増大に伴う $p \cdot w \cdot f_s$ の増大に加えて、繰り返しせん断力の影響が加味されたものとなっている。さて、本論文第4章に於ては、せん断補強筋の補強効果を定義する際に、斜張力ひびわれ発生時に於けるせん断力がその後も一定に保たれ、耐力の増分がせん断補強筋により負担されるという仮定を用いて補強効果式(4.8)を誘導した。しかし、図8.19で示したように、クリティカ

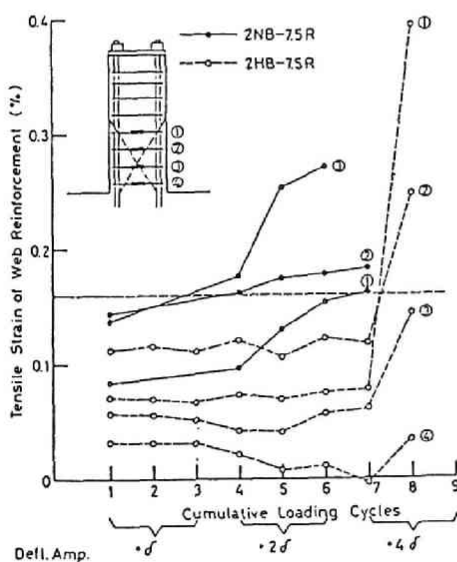


図8.21 せん断補強筋ひずみの載荷サイクルに伴う変化(各変位振幅での最大変位時)

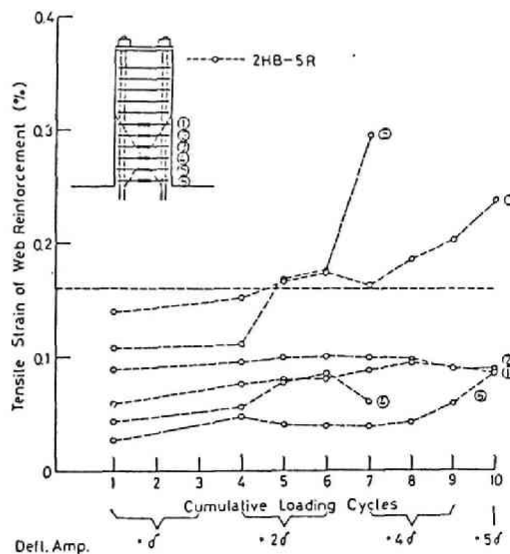


図8.22 せん断補強筋ひずみの載荷サイクルに伴う変化(各変位振幅での最大変位時)

ル断面が曲げ降伏して後の外力せん断力が殆ど増加しない塑性域に於ては、柱のたわみ量の増大に対応してせん断補強筋の補強効果が徐々に減じる。さらに、図8.23～図8.25で示したように、繰り返しせん断力によってもその補強効果が減じる。すなわち、斜張力ひびわれ発生時のせん断力が所謂コンクリートの負担せん断力として常に保持されるものとする、クリティカル断面が曲げ降伏して以後の塑性変形領域に於ては、せん断補強筋の補強効果をじん性率および載荷履歴によって減じねばならず、それに対応して、第4章で得た補強効果式を変える必要がある。

しかしながら、そのような補強効果式に対する変更は、甚だ繁雑であり、また

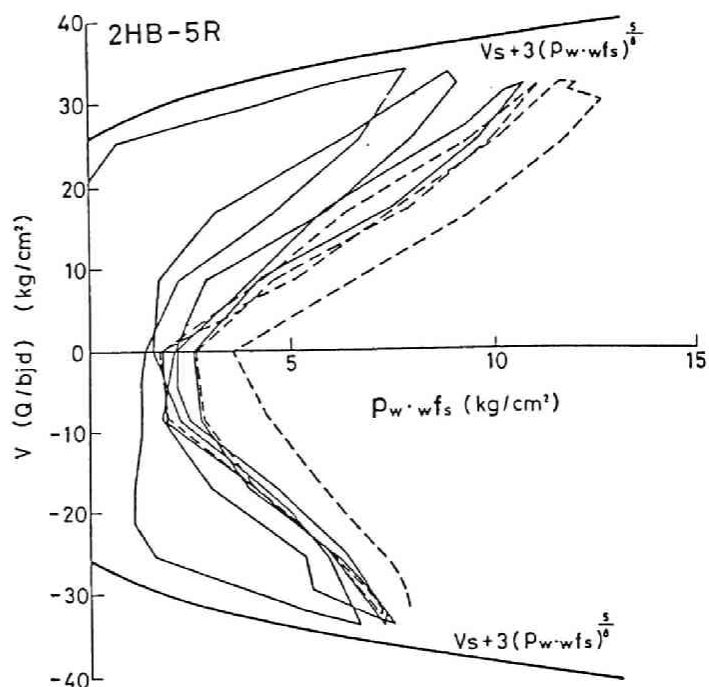


図8.23 $v - p_w \cdot w_{fs}$ 関係 (2HB-5R)

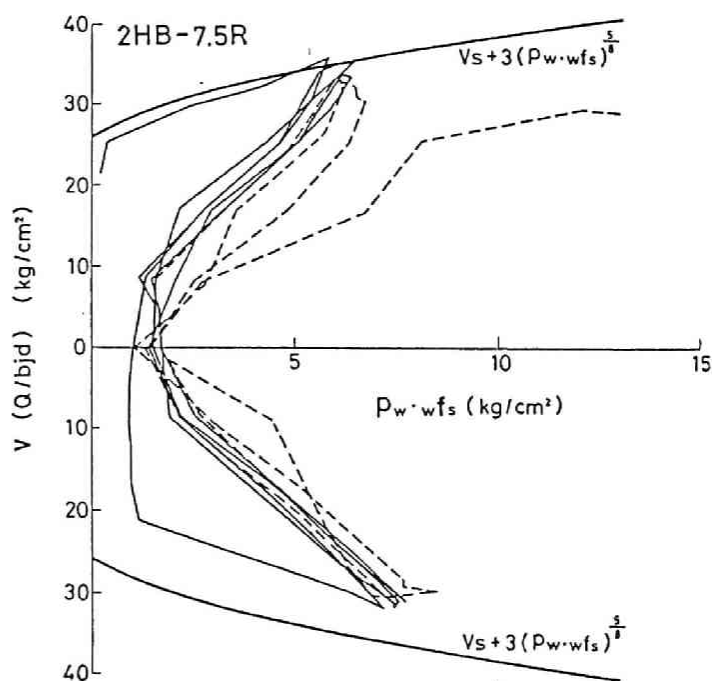


図8.24 $v - p_w \cdot w_{fs}$ 関係 (2HB-7.5R)

せん断抵抗機構との
 関連が現在のところ
 明確でなく変更の必
 要性はないものと判
 断される。 よって、
 著者は、このような
 せん断補強効果の減
 少を斜張力ひびわれ
 発生時で定義したコ
 ンクリートの負担せ
 ん断力を柱のじん性
 率および載荷履歴に
 より減じ、せん断補
 強筋の補強効果を表
 す第4章(4.8)
 式はそのまま用いる
 ことにした。 以上
 の仮定により求めた

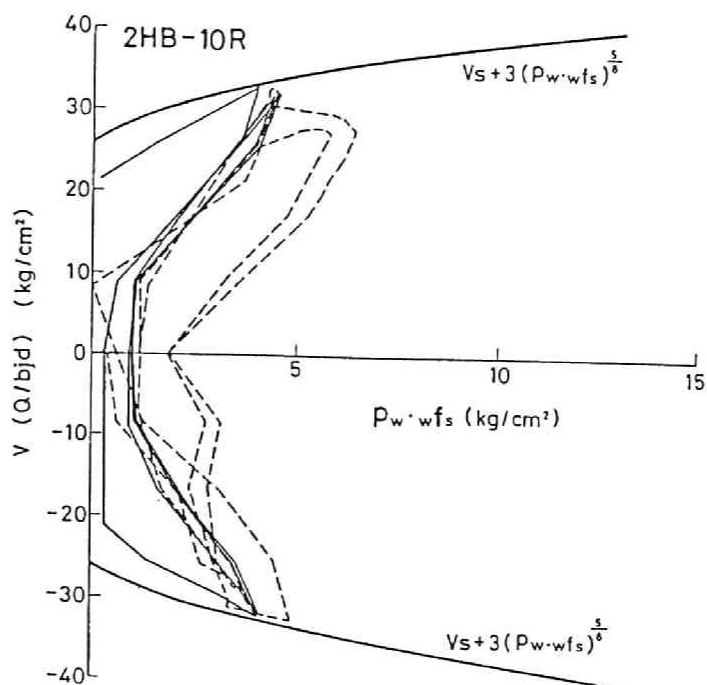


図8.25 $v - p_w \cdot w_{fs}$ 関係 (2HB-10R)

コンクリート負担せん断力の低下率を、図8.26に示す。縦軸が低下率であり、横軸が柱のたわみじん性率を表す。コンクリート負担せん断力(v_c)算出に際しては、実測されたせん断ひびわれ域に於ける $p_w \cdot w_{fs}$ (w_{fs} は平均応力)の値を第4章(4.8)式の $p_w \cdot w_{fy}$ の項へ代入し、 v_R を求め、全せん断応力より v_R を差し引くことにより v_c を求めた。また、基準となるコンクリート負担せん断力 v_c は、クリティカル断面が最初に曲げ降伏した時の v_c の値とした。図中には、○印で単調載荷実験より得られた結果が同時に示されているが、柱のたわみが大きくなるにつれてコンクリートの負担せん断力が減少していくことが判る。また、実験データが少ないので結論付けることは難しいが、或る変位振幅に於て繰り返し回数が増加すると、コンクリートの負担せん断力が徐々に減少するが、変位振幅を増大させた時の第1回載荷時には、単調載荷に対する値に漸近する。言換えると、本実験のごとき正負交番高応力繰り返し載荷に於ては、単調載荷に対するじん性率とコンクリート負担せん断力低下曲線が、繰り返し載荷に対する曲線の包絡線になるものと推察される。図8.27にその概念図を示すが、このように柱の塑性変形の増大若しくは繰り返し回数の増加に伴うせん断抵抗機構の変化は、ここで便宜的に行ったように、コ

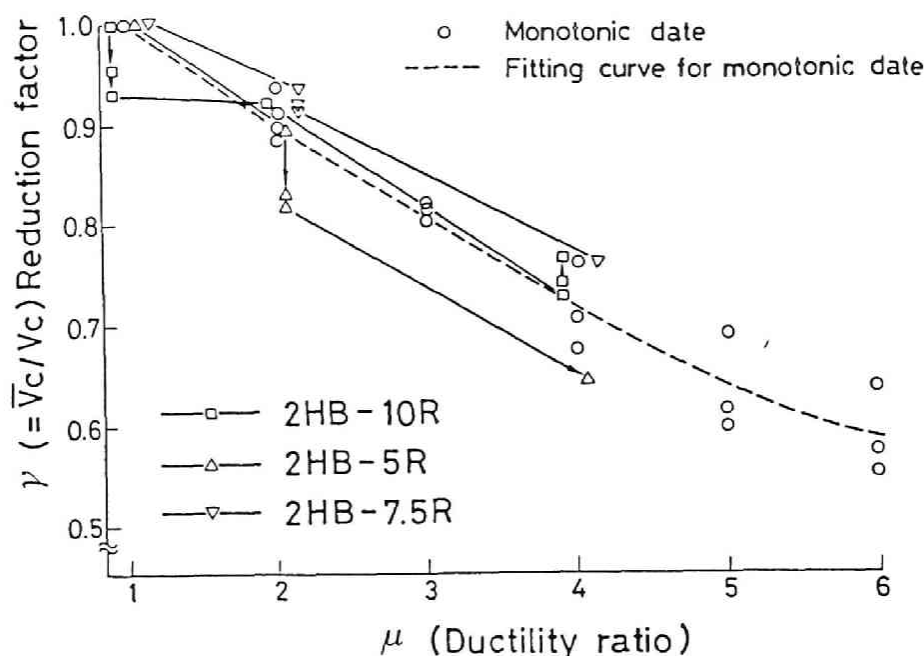


図 8. 2 6 コンクリート負担せん断応力低下率

ンクリートの負担せん断力減少として一括して扱う事は、本来出来ないものである。

しかし、せん断補強筋の効率低下として扱う事にも問題があり、今後のさらに詳細な研究が必要であるが、柱部材のせん断設計という立場に立てば著者の示した考え方で十分である。

(iv) 高強度せん断補強筋使用の有効性

以上述べた実験結果より、高応力繰返しせん断力を受ける柱材に於ては、内部せん断抵抗機構の変化により、見掛け上、コンクリートの負担せん断力が減少し、大略図 8. 2 7 に示すような現象が観察された。これを、逆の立場から見ると、繰返し荷重時に於ける最大荷重が変化しないものとすれば、せん断補強筋の負担量が徐々に増大していく事になる。このようなせん断補強筋の応力増大にも耐え、かつ配筋上の問題も生じさせない為には、普通強度のせん断補強筋を多量に用いるよりも、適切な量の高強度せん断補強筋を用いる方が賢明である。設計に際しては、図 8. 2 7 に示したような概念に基づいて、コンクリート負担せん断力低減係数 r を求め、それに基づいて必要せん断補強筋量を決定するという手順になろう。 r の決定に関しては、さらに多量のデータの蓄積が必要であり現時点では、柱部材に要求されたじん性率若しくはエネルギー吸収能力に対して r の値を確定するには至っていない。最後に、参考の為にせん断補強筋量を決定する為の手順を図 8. 2 8 に示した。ただ

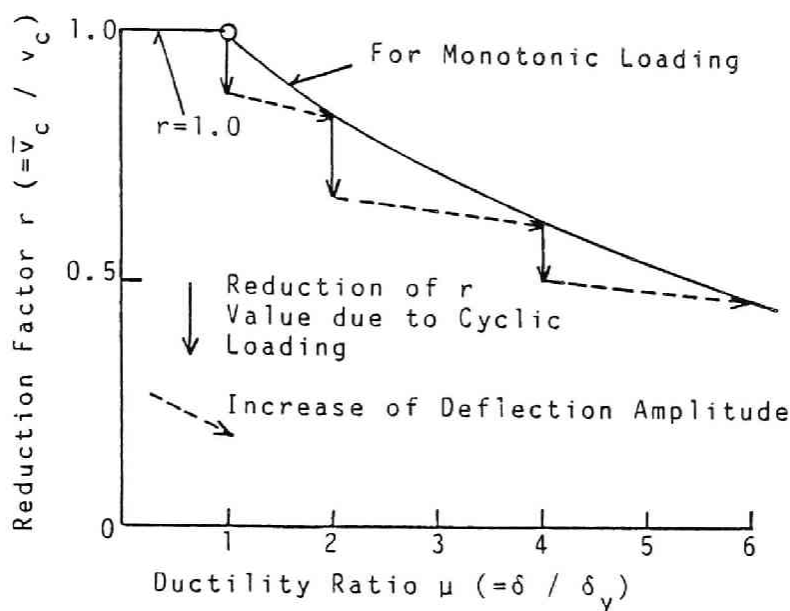


図 8. 2 7 コンクリート負担せん断力の繰り返し高応力下での変化

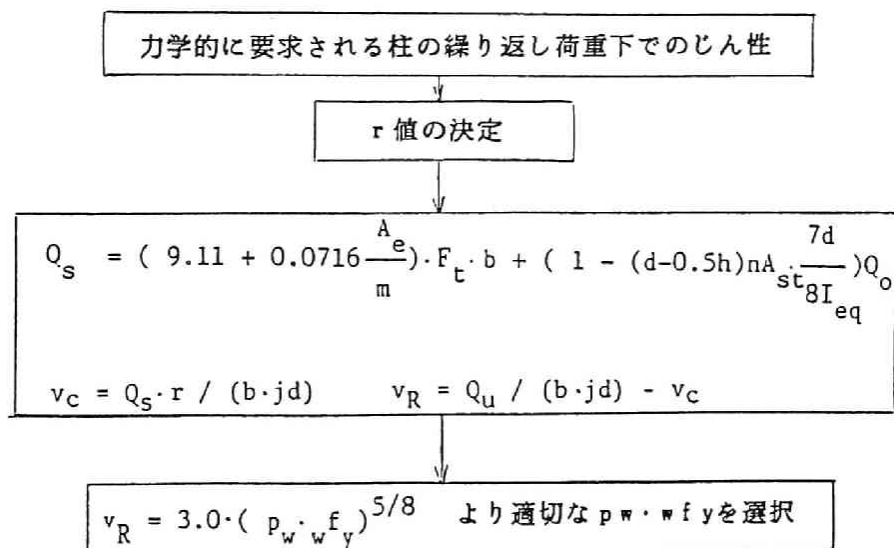


図 8. 2 8 繰り返し高せん断力を受ける柱のせん断設計手順

し、ここで扱ったようなコンクリートの圧壊により最大耐力に到達する、所謂せん断圧縮破壊に対しては、せん断補強筋の補強効果が $3(p_w \cdot wfy)^{5/8}$ で表されるのに対して、付着割れひびわれせん断破壊形式に於ては、 wfy の増大がそれほど効果的でない事を十分に理解しておく必要がある。言換えると、高強度せん断補強筋を有効に利用する為には、合理的な付着設計法の確立が必要であり、この問題に関しては次節において述べる。

8.4 繰り返し応力下での付着割れせん断破壊に対する検討

繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱での、進行性付着割れせん断破壊（ここで特に進行性という表現を用いたのは単調載荷時には極めてじん性に富んだ挙動を示すものでも、高応力繰り返し荷重下においては、せん断ひびわれ終端部に生じた微細な付着割れひびわれが載荷サイクルの増大に伴って徐々に進行し、最終的にはぜい性的なこの種の破壊形式を示す事が屢々あるからである）を防止する事が前項迄のせん断設計手法を用いるためには必要である。ここでは、昭和48年度から4年間にわたって実施された“RC柱の崩壊防止に関する総合研究”の成果として得られた、広沢、吉岡・武田および柴田・荒井によるこの種破壊に対する検討方法を紹介し、それらに於ける問題点を論じる。

46) 広沢の方法

広沢は、第3章第5節に於て紹介した付着割れひびわれ発生荷重算定式の延長として、繰り返し曲げせん断応力下に於ける付着割れせん断破壊耐力算定式を、多数の柱せん断実験データに分散分析法を適用して導き出した。それを下に示した。

$$C_{BMX}^Q = \frac{1.20 (100 p_t)^{0.57}}{(M/QD)^{0.93} ((\sigma_o + 2.2\sqrt{F_c})/F_c)^{0.17}} \cdot C_{BMO}^Q \quad (8.1)$$

$$C_{BMO}^Q = \sqrt{F_t^2 + F_t \sigma_o} \cdot A, \quad \Phi = I_e / I$$

$$A = 1/(2 \cdot j \cdot b' \cdot n) + b \cdot (D \cdot d_t - d_t^2)/(\Phi \cdot b \cdot D^3)$$

57) 吉岡・武田の方法

吉岡・武田は、図8.29に示す仮定に基づいて、繰り返し曲げせん断応力下での付着割れせん断破壊を予知する方法を提案した。これは、同図中に示したように、柱頭若しくは柱脚部に仮定されたヒンジ領域（長さ l_h ）内に於ける引張鉄筋力を一定と仮定し、この引張鉄筋力をヒンジ領域終端断面と反曲点断面との間でコンクリートに伝達してしまうという思想に基づいており、伝達長さは $a - l_h$ となる。引張

鉄筋降伏時に対する釣合条件、および

(5.3) 式で示された割り裂き付着耐力式を用いて (8.2) 式が導き出された。

$$n \frac{\phi^2 f_y}{4} = K_{BO} \cdot 1.8 \sqrt{F_c} \cdot y \cdot (a - l_h) \quad (8.2)$$

ϕ : 主筋公称径, $y = b - n\phi$ ($b/n < 2\sqrt{2}dt$) or $y = 2(2\sqrt{2}dt - \phi)$ ($b/n > 2\sqrt{2}dt$), f_y : 主筋降伏強度, n : 主筋本数ただしコーナー割り裂きの場合に $n=2$, a : セン断スパン, K_{BO} : 実験定数, $l_h = 0.5Ma/QD$ 但し $1.5 < M/QD < 3$

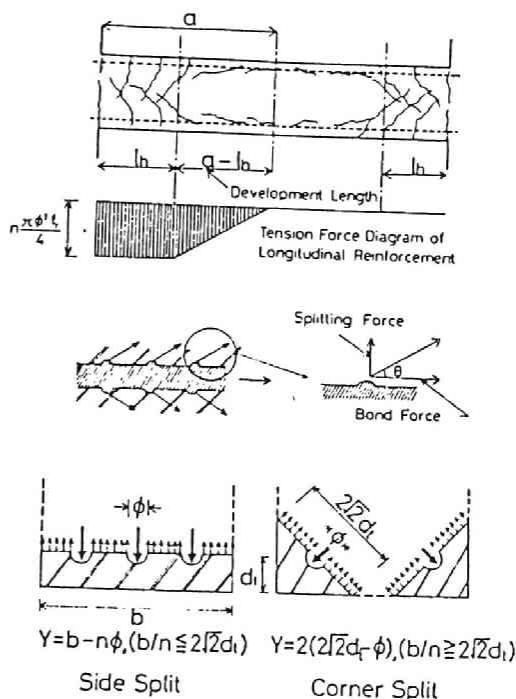


図 8.29 吉岡・武田の方法

実験データの整理より, $K_{BO} = 1/3$ が付着割裂せん断破壊発生の有無に対する限界値である事を見出し, 限界鉄筋比 p_{tBO} として下の式を提案した。

$$p_{tBO} = \frac{a_t}{b \cdot D} = \frac{1}{0.53 \cdot (1/\alpha_o) \cdot (f_y/\sqrt{F_c}) + 1.27 \cdot (D/\phi)} \quad (8.3)$$

(8.3) 式は, 繰返し曲げせん断応力下での付着割裂せん断破壊を引き起こさない為の許容し得る最大鉄筋量を与えるものである。

以上の2つの方法に於ては, セン断補強筋の付着割裂せん断破壊に対する効果が全く考慮されていない。しかし, 第5章第3節でも述べたように, Jirsa等および森田・藤井等の研究によれば, 異形鉄筋の割り裂き付着強度に対して, セン断補強筋 (この場合には横補強筋と呼ぶのが妥当であろう) がかなりの寄与を有する事が確かめられている。そこで, 柴田・荒井はJirsa等によって示された異形鉄筋に対する割り裂き付着耐力算定式 (5.4) 式に基づいて同様の耐力算定式を提案した。

柴田・荒井の方法

柴田・荒井はJirsa等によって示された割り裂き付着耐力式 (5.4) 式の右辺括

弧内第3項の定着長さに関する部分を Q/M の関数とし、またせん断補強筋の効果を表す同式右辺括弧内第4項を括弧から取出し、コンクリート強度と無関係にするという修正を加えて下に示す割り裂き付着耐力式を得た。

$$p_{\tau_{au}} = \left(0.3 + 0.8 \frac{c}{\phi} + 13 \frac{Q}{M} \phi \right) \sqrt{F_c} + \frac{a_w \cdot s_y \sigma_y}{11 \cdot n \cdot x \cdot \phi} \quad (8.4)$$

この(8.4)式を用いて、付着割裂せん断耐力式が下のように示された。

$$p_{Q_{au}} = G \cdot p_{\tau_{au}} \cdot \phi \cdot d \quad (8.5)$$

$$G = 0.95 + 0.0018 \sigma_o - 0.066 M/QD, \quad a_w \cdot s_y \sigma_y / (n \times \phi) < 400 \quad (8.6)$$

c : 主筋1本当たりの正味コンクリート幅の半分とカブリ厚さの小さい方, a_w : 1組のせん断補強筋断面積, s_y , x : せん断補強筋降伏強度と間隔, ϕ , Ψ : 主筋直径および周長和, σ_o : 軸力によるコンクリート応力, d : 断面有効高さ, G : 軸力および M/QD 比による補正係数

以上、代表的な3つの提案式を紹介したが、繰返し荷重の下での伝達長さの考え方、割り裂き付着耐力の評価等不明な点が多く、合理的な付着に対する設計手法が確立される為にはより詳細でかつ物理的意義の明解な理論の出現に期待せざるを得ない。

8.5 横補強筋によるコンクリート圧縮じん性の改善

鉄筋コンクリート柱断面の曲げじん性は軸力の大きさによって左右される。よって、先に述べたせん断補強筋降伏形式および付着割裂せん断破壊形式の2形式のぜい性破壊が生じず、クリティカル断面の曲げ破壊が保証された場合でも、軸力レベルの高い場合には、繰返しせん断力の下で圧縮域コンクリートの低サイクル疲労によって、ぜい性的な破壊を生じる場合がある。これは、斜張力ひびわれの発生により、クリティカル断面の圧縮域コンクリート面積が減少させられる事によっても助長される。これを防ぐには、圧縮域コンクリートの圧縮じん性を増大させる他に有効な手段はない。

我が国では、せん断補強筋として通常は、閉鎖型のスターラップまたはフープと呼ばれるものが使われる。これによって断面は、図8.30に示すように、せん断補強筋によって囲まれたコアコンクリートとその外側の殻状のカバーコンクリートに分

割される。コアコンクリートの力学的性質は、それを囲むせん断補強筋の形状、量および降伏強さ等によって決まり、多量のせん断補強筋が配置された場合には、強度、じん性共に無拘束コンクリートに比べて著しく優れたものになる。すなわち、横補強筋としての閉鎖型フープを密に配置すれば、コアコンクリートが横拘束される事により、圧縮域コンクリートの低サイクル疲労による柱のぜい性破壊を防止する事

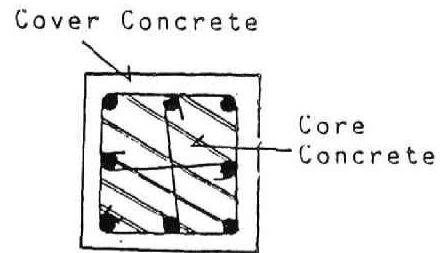


図 8. 3 0 拘束断面

が出来る。

このような、柱フープ筋で横拘束されたコア内コンクリートの力学的性質を明らかにする為に、著者等は、横補強筋で拘束された正方形若しくは円形断面

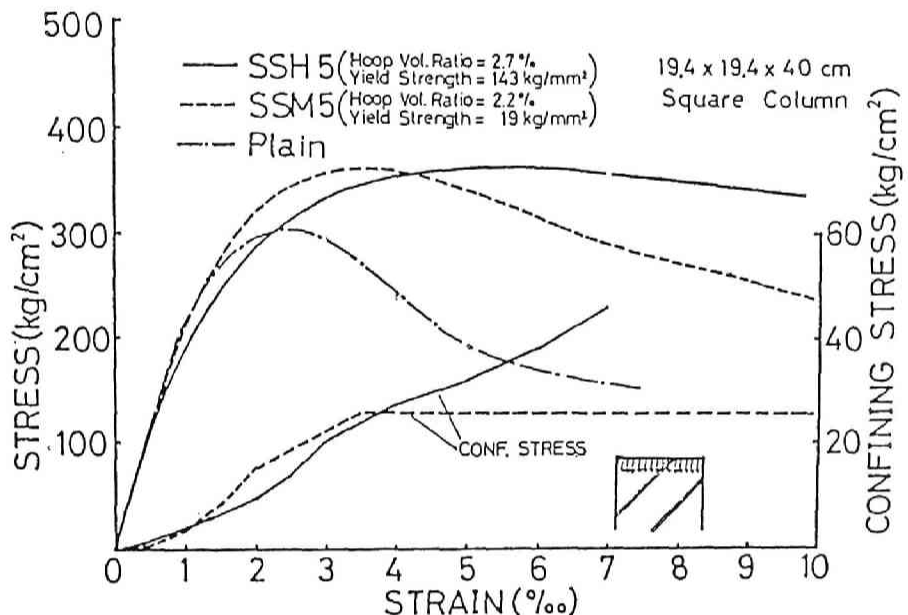


図 8. 3 1 拘束コンクリートの応力ひずみ曲線

柱体の中心圧縮試験を行った。得られた、軸応力-軸ひずみ曲線の例を図 8. 3 1 に示す。同図より明らかなように、拘束コンクリートの応力ひずみ関係は無拘束のものに比べて最大応力、じん性共に大きく改善されている。また、改善の効果は、高強度横拘束筋を用いた場合に著しい事が判る。このような横拘束コンクリートの圧縮強度および最大耐力以後のじん性を無拘束コンクリートとの比較の上で明らかにする為に、著者は拘束効果を表す横拘束係数 C_c を定義し横拘束コンクリートの一軸応力ひずみ曲線のモデル化を行った。

(i) 横拘束係数の定義

横拘束筋のコンクリート⁷⁴⁾圧縮強度およびじん性⁷⁵⁾に及ぼす効果を表す指標として、著者は、Iyengar等の研究およびS. H. Sheikhの研究に於けると同様に、横拘束係数 C_c を定義した。

$$C_c = \rho_s \frac{\sqrt{f_y}}{F_c} \left(1 - 0.5 \frac{s}{w} \right) \quad (8.6)$$

w : 横拘束筋が拘束する断面の最小寸法, s, ρ_s : 横補強筋間隔と体積比,
 f_y : 横拘束筋降伏強度 (kgf/cm²), F_c : 無拘束コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)

Iyengar等の研究により、横拘束の効果は横拘束筋の体積比 ρ_s に比例し、コンクリートの圧縮強度 F_c に反比例する事が示されている。また、著者等による、降伏強度が $f_y = 1640 \sim 14250$ kgf/cm²の範囲

の横補強筋で補強された円柱および角柱の中心圧縮試験より得られた結果を検討し、横補強筋の拘束効果がその降伏強度の平方根 $\sqrt{f_y}$ に比例する事が明らかになった。

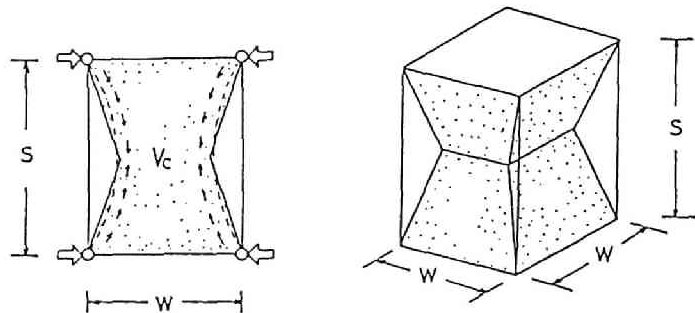


図 8.32 有効に横拘束を受ける部分 (V_c)

さて、ここで通常の正方形フープ筋で横拘束された柱体を考えると、横拘束力はフープ筋の位置に於て柱体に作用し、柱側面軸方向に一樣に作用するものではない。よって、補強筋間に於て、図 8.32 に示すような横拘束力に抵抗する内部アーチが形成⁷⁵⁾される。このアーチを同図中に示した底角が 30° の二等辺三角形で置換えて、横補強筋間の有効拘束体積 V_c を図示のごとくに定めた。一方、横補強筋間のコンクリート全体積を V とすると、横拘束の有効率とも言ふべき V_c / V の値は下式のごとくに表される。

$$\frac{V_c}{V} = 1 - \frac{\sqrt{3}}{3} \frac{s}{w} + \frac{1}{9} \left(\frac{s}{w} \right)^2 \quad (8.7)$$

断面幅 w に対して横補強筋の間隔 s が余り大きいとその拘束効果が期待出来ず、その限界が $s/w = 1.0$ である事が判明しているので、 $s/w = 0 \sim 1.0$ の範囲に対して(8.7)式を下式のごとくに近似した。

$$\frac{V_c}{V} \cong 1 - 0.5 (s/w) \quad (8.8)$$

以上述べた f_y , F_c , ρ_s および V_c / V に関する考察に基づいて (8.6) 式は定義されたものである。

(ii) 拘束コンクリートの応力ひずみ関係

Sozen等は、横補強筋で拘束された正方形断面柱体の中心軸圧縮試験結果より、正方形断面に対する横補強筋の効果は最大応力以後のじん性を改善するのみで、最大耐力は増大しないと結論した。しかし、図8.31に示した著者等の実験結果および Iyengar等の実験結果より明らかなように、横補強筋で拘束された拘束コンクリートはじん性のみでなく、耐力も増大する。これらの点を考慮して、図8.33に示す拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化を行った。図8.33中の経路O A Bが無拘束コンクリートに対応しており、経路O A D Eが拘束コンクリートに対応している。なお、同図中の符号の意味は以下のとおりである。

F_c : 無拘束コンクリートの圧縮強度, ϵ_m : F_c 時ひずみ, ϵ_u : 無拘束コンクリートの矩形応力ブロック係数 $k_1 k_3$ 最大時ひずみ, σ_u : ϵ_u 時応力, $\bar{\sigma}_m$: 拘束コンクリート圧縮強度, $\bar{\epsilon}_m$: $\bar{\sigma}_m$ 時ひずみ, $\bar{\epsilon}_u$: 拘束コンクリートの矩形応力ブロック係数 $k_1 k_3$ 最大時ひずみ, $\bar{\sigma}_u$: $\bar{\epsilon}_u$ 時応力, E_i : 無拘束および拘束コンクリートの初期接線弾性係数

経路O Aは、原点に於ける接線勾配が E_i の2次放物線であり、経路A DはD点に頂点を持つ2次放物線である。

また、ひずみ軟化域に於ける経路A BおよびD Eは、直線により表した。さて、先にも述べたように、横補

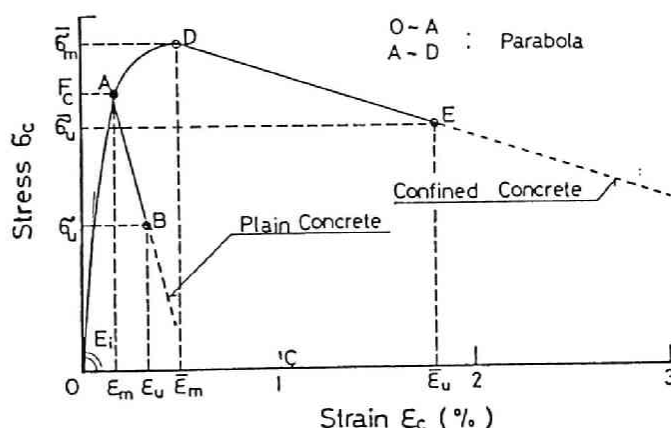


図8.33 応力ひずみ曲線のモデル

強筋はコンクリートの強度およびじん性の両者を改善する。そこで著者は、この改善効果を応力ひずみ曲線に於ける圧縮強度、圧縮強度時ひずみおよび矩形応力ブロック係数 k_1k_3 最大時ひずみの3つの観点より評価する事にした。これら3つのうち、最後の k_1k_3 最大時ひずみは、曲げ圧縮応力を受けるコンクリートの使用し得る変形限界を表しており、コンクリートの圧縮じん性を評価する上で最も重要な量である。⁷⁷⁾

著者等の実験およびIyengar⁷⁴⁾等の実験の結果より、無拘束コンクリートと拘束コンクリートの圧縮強度、圧縮強度時ひずみおよび k_1k_3 最大時ひずみの比率、 $\bar{\sigma}_m/F_c$ 、 $\bar{\epsilon}_m/\epsilon_m$ および $\bar{\epsilon}_u/\epsilon_u$ を求め、先に定義した拘束係数 C_c に対して示したのが図8.34～図8.36である。これらの図に基づいて、 $\bar{\sigma}_m/F_c$ 、 $\bar{\epsilon}_m/\epsilon_m$ および $\bar{\epsilon}_u/\epsilon_u$ が C_c に対してほぼ直線関係にあるものと仮定し、図中にプロットされた各点に対して最小2乗法を適用して、下に示す角柱に対する実験式を誘導した。

$$\bar{\epsilon}_m/\epsilon_m = (1 + 450 C_c) \quad \text{— (8.9)}$$

$$\bar{\sigma}_m/F_c = (1 + 50 C_c) \quad \text{— (8.10)}$$

$$\bar{\epsilon}_u/\epsilon_u = (1 + 450 C_c) \quad \text{— (8.11)}$$

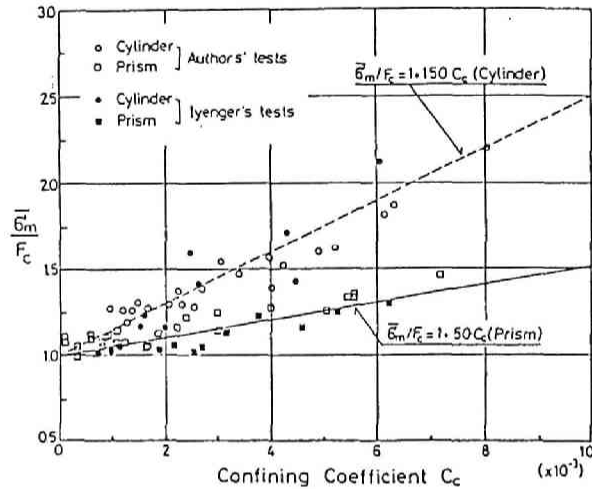


図8.34 $\bar{\sigma}_m/F_c$ と拘束係数 C_c の関係

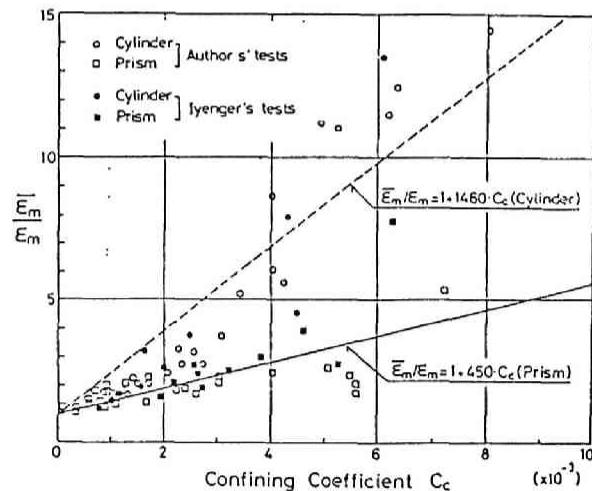


図8.35 $\bar{\epsilon}_m/\epsilon_m$ と拘束係数 C_c の関係

なお、図 8.34～図 8.36 中には、参考の為に円柱に対して得られた結果を併せて点線で示した。(8.9)～(8.11)式を用いて拘束コンクリートの応力ひずみ曲線を決定する為には、無拘束コンクリートのそれを知らなければならない。ひずみ軟化域を含むコンクリートの応力ひずみ曲線を実測し、初期弾性係数、最大応力、最大応力時ひずみおよび矩形応力ブロック係数 $k_1 k_3$ 最大時ひずみを求めればよいが、その

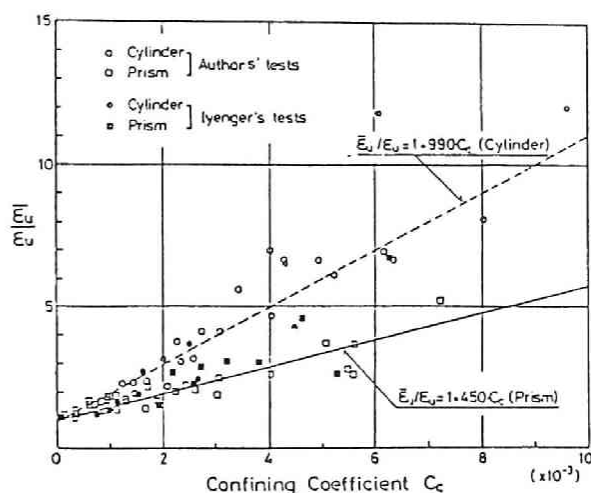


図 8.36 $\bar{\sigma}_u / \sigma_u$ と拘束係数 C_c の関係

為には、高剛性試験機を用いる必要がある。よって、このような実測データの無い時には、既往の実験結果を用いればよい。参考の為に、著者等の過去に於ける実験によって得られた、無拘束コンクリートの ϵ_m および ϵ_u に対する実験式を下に示した。⁷⁹⁾

$$\epsilon_m = 0.0013 (1 + F_c / 1000) \quad (8.12)$$

$$\epsilon_u = 0.00413 (1 - F_c / 2000) \quad (8.13)$$

また、初期接線弾性係数 E_i に関しては、日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準同解説に示されている値を 1.1 倍して用いればよい。⁸⁰⁾

$$E_i = 2.31 \times 10^5 \times (\gamma / 2.3)^{1.5} \sqrt{F_c / 200} \quad (8.14)$$

γ : コンクリートの単位容積重量 (t / m^3)

さて、無拘束および拘束コンクリートの応力ひずみ関係を求める為には、 ϵ_u および $\bar{\epsilon}_u$ 時に於ける応力 σ_u および $\bar{\sigma}_u$ を知らねばならない。ここで、 ϵ_u および $\bar{\epsilon}_u$ は或る任意ひずみに至る迄のコンクリート平均応力が最大となる点（矩形応力ブロッ

ク係数 $k_1 k_3$ が最大となる) により定義されており、この定義より σ_u および σ_u は (8.15) および (8.16) 式で与えられる。

$$\bar{\sigma}_u = \frac{2(\bar{A}_0 - \bar{\sigma}_m \cdot \bar{\epsilon}_m)}{\bar{\epsilon}_u + \bar{\epsilon}_m} + \bar{\sigma}_m \quad (8.15)$$

$$\sigma_u = \frac{2(A_0 - F_c \cdot \epsilon_m)}{\epsilon_u + \epsilon_m} + F_c \quad (8.16)$$

A_0 : 無拘束コンクリートの応力ひずみ曲線の $O A \epsilon_m O$ で囲まれる面積

\bar{A}_0 : 拘束コンクリートの応力ひずみ曲線の $O A D \bar{\epsilon}_m O$ で囲まれる面積

以上の手順によって求められる拘束コンクリートに対するモデル化応力ひずみ曲線と、実測された応力ひずみ曲線を比較したのが図 8.37 である。供試体は、 19.4×19.4 cm の断面を持つ角柱体で $\phi 9$ mm のスパイラル筋で横補強されており、その降伏強度は 3550 kgf/cm² および 11000 kgf/cm² の 2 種類

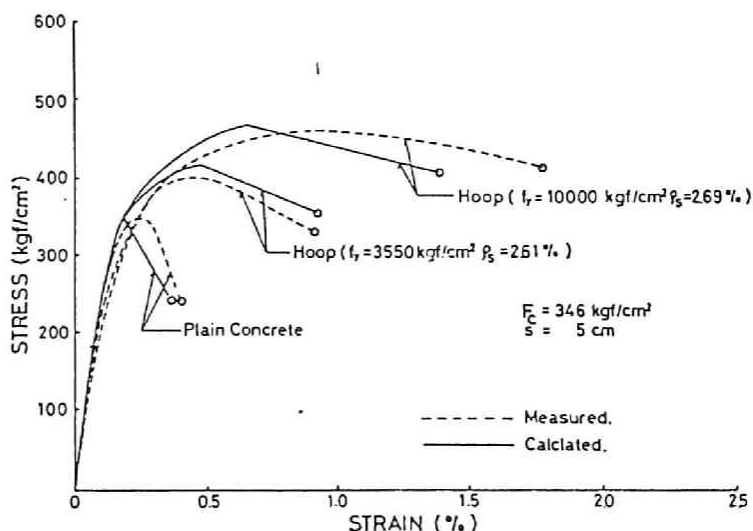


図 8.37 拘束コンクリートに対するモデル応力ひずみ曲線と実験値との比較

である。同図より明らかなように、著者の提案した拘束コンクリートに関する応力ひずみ曲線のモデルは実験値とよく一致しており、拘束係数 C_c を用いて拘束コンクリートの最大耐力、最大耐力時ひずみおよび使用限界ひずみ (矩形応力ブロック係数 $k_1 k_3$ 最大) に対して与えた実験式 (8.9), (8.10) および (8.11) 式の妥当性が示された。さて、このように横補強されたコンクリートは単調荷重下に於てと同様、繰返し高応力下に於てもじん性に富んだ挙動を示し、特に最終変形状態に至る迄降伏しない高強度横補強筋を用いた場合の低サイクル疲労強度は極めて高

い事が著者等の実験により判明している。

(iii) 横補強筋の柱断面曲げじん性改善効果

前項で著者は、横拘束筋のコンクリート圧縮じん性改善の効果を表す指標として、(8.6)式で示す横拘束係数 C_c を定義し、それに基づいて拘束コンクリートの応力ひずみ曲線を提案した。このようなコンクリートの柱断面に対するじん性改善効果を調査し拘束コンクリートの有効性を示す為に、横補強筋により補強された柱の単調および繰り返し高応力曲げ試験を実施した。

供試体と実験の方法

供試体は、図8.38に示すように 20×20 cmの正方形断面を持つ全長200 cmのもので、圧縮側および引張側に各々3本の径10 mm異形鉄筋を配置した。中央試験域は60 cmで、 $\phi 6$ mm丸鋼により横補強した。横補強筋は、降伏強度 $f_y = 316.5 \text{ kgf/cm}^2$ の普通鋼と $f_y = 1124.0 \text{ kgf/cm}^2$ の高強度鋼の2種類で、その配筋間隔は3 cmおよび5 cmとした。また、供試体断面中央部には、軸力を導入する為の径32 mmアンボンドPC鋼棒が配置されている。供試体は、表8.6に示す16体で各供試体名の意味は下に示すとうりである。

CH30(Nb)M — 荷重方法, M: 単調荷重 R: 繰り返し荷重
 — 軸力レベル, Nb, Nb/2, Nb/3 (Nbは釣合軸力)
 — 横補強筋間隔 (mm)
 — 横補強筋種別, H: 高強度 N: 普通強度 P: 無補強

また、使用材料およびコンクリートの柱試験時に於ける力学的性質を表8.7および表8.8に示す。

図8.38に示す3分点荷重法により荷重し、軸力は試験中一定に保持した。試験は単調曲げ荷重による破壊試験および高変位正負漸増振幅繰り返し荷重試験で、繰り返しのルールは、主筋が最初に引張降伏した時の曲げスパン相対たわみ δ_y を基準とし、 $\pm \delta_y$, $\pm 2\delta_y$, $\pm 3\delta_y$, $\pm 4\delta_y$, $\pm 5\delta_y$, $\pm 6\delta_y$, $\pm 7\delta_y$ の各変位振幅に於て正負3回荷重する事を基本とした。計測は、曲げスパン内相対たわみ、上下縁ひずみ、供試体中央たわみについて実施され、上下縁ひずみは断面曲率を、供試体中央たわみは軸力導入用PC鋼棒のわん曲に伴うPC鋼棒自体の曲げによる外力負担を算出する為に用いられた。なお、PC鋼棒とコンクリートとの間の内圧によ

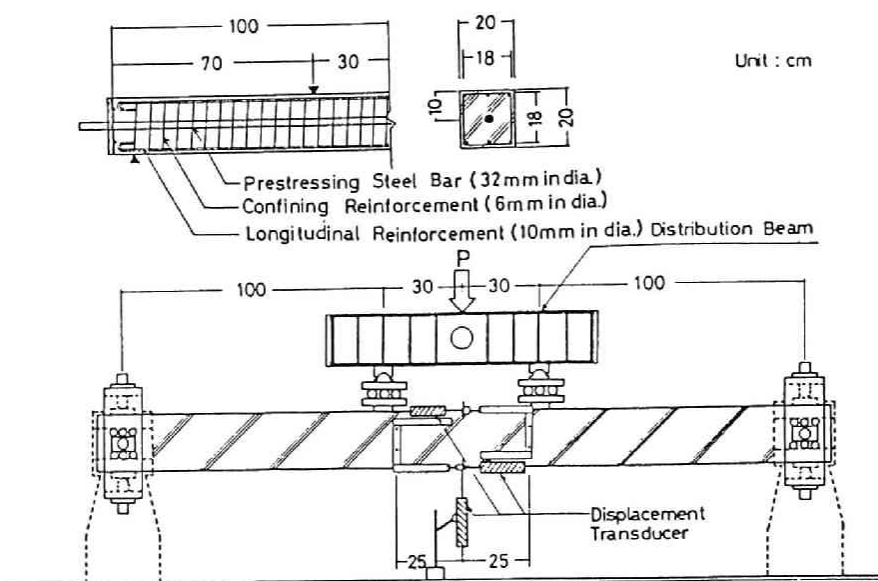


図 8 . 3 8 供試体と試験装置

表 8 . 6 供試体一覧

	Confining reinforcement			RC-bar Ten. Comp.	Tention reinf. ratio(%)	Axial stress (N/bd)	Confining Coefficient
	pitch (mm)	ρ_k (%)	f_y (kgf/cm ²)				
CH30(Nb)M	30	1.68	11240	3-D10	0.535	104.8	0.00747
CH30(Nb/2)M	30	1.68	11240	3-D10	0.535	52.4	0.00747
CH30(Nb/3)M	30	1.68	11240	3-D10	0.535	34.9	0.00747
CH60(Nb)M	60	0.84	11240	3-D10	0.535	104.8	0.00034
CH60(Nb/2)M	60	0.84	11240	3-D10	0.535	52.4	0.00034
CN30(Nb)M	30	1.68	3165	3-D10	0.535	104.8	0.00396
CN30(Nb/2)M	30	1.68	3165	3-D10	0.535	52.4	0.00396
CN30(Nb/3)M	30	1.68	3165	3-D10	0.535	34.9	0.00396
CN60(Nb)M	60	0.84	3165	3-D10	0.535	104.8	0.00018
CN60(Nb/2)M	60	0.84	3165	3-D10	0.535	52.4	0.00018
CP(Nb)M	—	—	—	3-D10	0.535	104.8	—
CP(Nb/2)M	—	—	—	3-D10	0.535	52.4	—
CP(Nb/3)M	—	—	—	3-D10	0.535	34.9	—
CP(O)M	—	—	—	3-D10	0.535	0	—
CH30(Nb/2)R	30	1.68	11240	3-D10	0.535	52.4	0.00747
CN30(Nb/2)R	30	1.68	3165	3-D10	0.535	52.4	0.00396

表 8. 7 使用鋼材の力学的性質

	Nominal diameter (mm)	Nominal section area (cm ²)	Yield stress (kgf/cm ²)	Tensile strength (kgf/cm ²)	Elastic modulus (kgf/cm ²)
Prestressing steel bar	32	8.04	12100	13200	1990000
Longitudinal reinforcement	10	0.71	3920		1730000
High yield strength confining reinforcement	6	0.28	11240		1990000
Ordinary yield strength confining reinforcement	6	0.28	3165		1860000

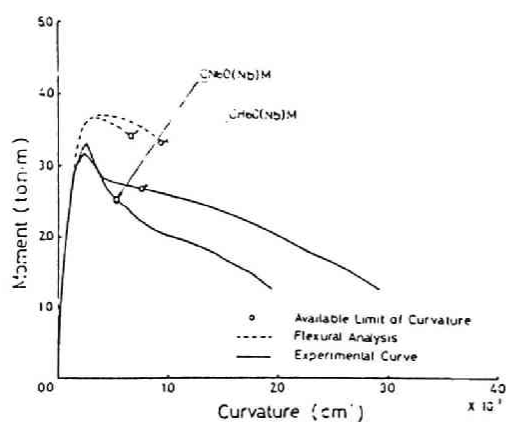
表 8. 8 柱試験時に於けるコンクリートの力学的性質

	30M Series	60M Series	R Series
Mix proportion by weight	c : s : g 1 : 3.3 : 3.1		
Water-cement ratio (%)	68	68	68
Compressive strength (kgf/cm ²)	218.7	237.4	225.7
Tensile-strength (kgf/cm ²)	23.9	30.3	26.9
Modulus of elasticity (kgf/cm ²)	242000	216000	232000

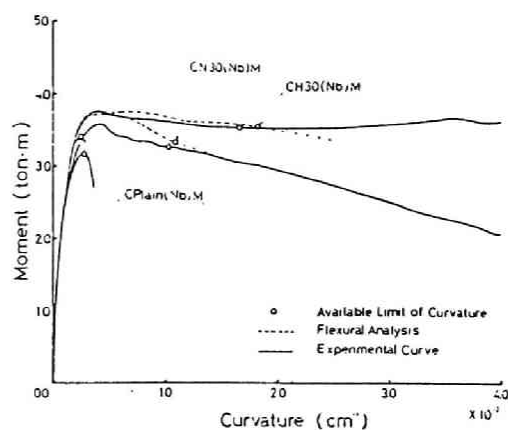
る釣上げ力は、柱部材端部に於ける定着力の垂直方向成分と相殺される為考慮しなくてよい。

単調荷重下での挙動

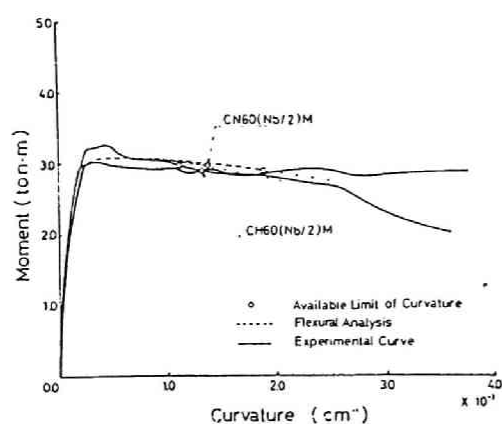
各供試体より得られた単調荷重下での曲げスパンモーメント曲率関係を、図 8. 3 9 にまとめて示す。同図中には、先に述べた拘束コンクリートに対するモデル応力ひずみ曲線を用いて解析した結果を破線により示した。また、これらの図中○印で示した点は、拘束されているコアコンクリート圧縮縁ひずみが、(8. 11) 式で定義した限界ひずみに到達した時を表しており、断面の曲率じん性を評価する際の限界曲率となる。同図より明らかなように、横補強筋を持たない無拘束供試体は軸力の大きさに拘らずすべて或る限界曲率を過ぎると、圧縮縁コンクリートの圧壊により急激に耐力を失っている。それに対して、横拘束筋を持つ供試体に於ては、このような脆性的な破壊は見られなかった。さて、横拘束筋の拘束効果を知る為に、断面降伏以後の塑性変形領域についてみると、軸力レベルが $Nb/2$ および $Nb/3$ の供試体では限界曲率に差はあるものの、モーメント曲率曲線には殆ど差が認められない。しかし、軸力レベルが Nb (釣合破壊に対応する軸力) の場合には、同図 (a) および (b) より明らかなように横補強筋の間隔および降伏強度の違いによる差がはっきりと現れており、特に横補強筋の間隔が 30 mm で、その降伏強度が 11240 kgf



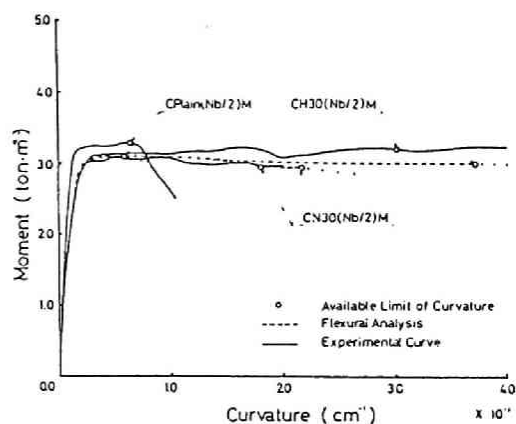
(a) CN60(Nb)M. CH60(Nb)M



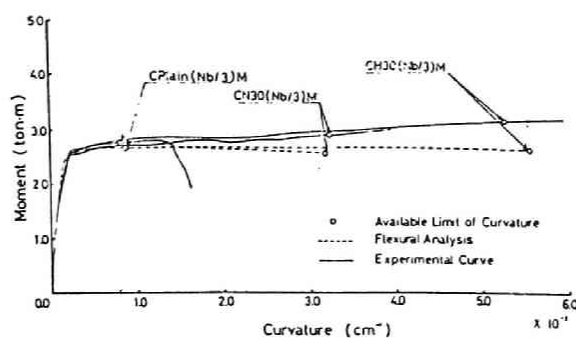
(b) CN30(Nb)M. CH30(Nb)M



(c) CN60(Nb/2)M. CH60(Nb/2)M



(d) CPlain(Nb/2)M. CN30(Nb/2)M
CH30(Nb/2)M



(e) CPlain(Nb/3)M. CN30(Nb/3)M. CH30(Nb/3)M

図 8. 3 9 各供試体のモーメント曲率関係

表 8. 9 単調載荷実験結果一覧

			CH30 (Nb)M	CH30 (Nb/2)M	CH30 (Nb/3)M	CH60 (Nb)M	CH60 (Nb/2)M	CN30 (Nb)M	CN30 (Nb/2)M	CN30 (Nb/3)M	CN60 (Nb)M	CN60 (Nb/2)M	CP (Nb)M	CP (Nb/2)M	CP (Nb/3)M	CP (0)M
At section yielding (At max moment)	moment (t·m)	measured	3.78	2.97	2.60	(3.30)	2.97	3.56	2.84	2.44	(3.19)	3.13	(3.18)	3.22	2.58	1.42
		calculated	3.70	2.95	2.50	3.68	2.92	3.69	2.95	2.45	3.66	2.95	3.41	2.96	2.51	1.51
	curvature ($\times 10^{-3} \text{ x cm}^{-1}$)	measured	0.39	0.23	0.229	(0.26)	0.24	0.35	0.21	0.213	(0.24)	0.228	(0.268)	0.222	0.247	0.142
		calculated	0.28	0.20	0.18	0.27	0.185	0.28	0.20	0.18	0.265	0.20	0.30	0.20	0.175	0.15
	confining stress (kgf/cm ²)		14.6	5.53	2.75	9.96	5.07	13.7	4.89	3.92	15.6	4.05	—	—	—	—
At available limit	moment (t·m)	measured	3.55	3.17	3.06	2.68	2.91	3.29	3.02	2.86	2.65	3.01	3.18	3.29	2.72	1.78
		calculated	3.57	2.98	2.59	3.35	2.93	3.37	2.93	2.57	3.40	3.08	3.41	3.06	2.68	1.56
	curvature ($\times 10^{-3} \text{ x cm}^{-1}$)	measured	1.63	2.97	5.06	0.76	1.41	0.93	1.73	3.10	0.48	1.07	0.268	0.624	0.833	1.84
		calculated	1.83	3.68	5.53	0.94	1.87	1.08	2.15	3.23	0.67	1.36	0.30	0.60	0.90	2.78
	confining stress (kgf/cm ²)		34.5	29.9	23.0	7.69	5.16	17.8	14.8	11.76	14.9	3.25	—	—	—	—
Ductility factor	measured		4.18	12.9	22.1	(2.92)	5.85	2.66	8.24	14.6	(2.0)	4.69	1.0	2.81	3.37	13.0
	calculated		6.54	18.4	30.7	3.48	10.08	3.86	10.75	17.9	2.51	6.80	1.0	3.0	—	18.5
At hoop yielding (At max hoop strain)	moment (t·m)		3.57	(3.32)	(3.09)	(3.09)	(2.84)	3.12	(2.74)	2.98	2.43	(2.33)	—	—	—	—
	curvature ($\times 10^{-3} \text{ x cm}^{-1}$)		2.83	(5.43)	(6.08)	(0.322)	(2.64)	1.43	(2.03)	4.16	0.524	(2.51)	—	—	—	—
	confining stress (kgf/cm ²)		40.0	32.2	8.39	7.70	10.14	19.0	15.9	24.8	15.6	14.5	—	—	—	—

/ cm^2 の CH 30 (Nb) M 試体は曲率の増大に対して耐力の低下が全く認められない。

さて、この横補強筋によるじん性改善効果を量的に評価する為に、先に述べた限界曲率、限界曲率に対するじん性率等を実験結果とともに表 8. 9 に示した。

同表より明らかなように、横補強筋間隔が小さい程、降伏強度が大きい程じん性改善の効果の大きい事が、総ての軸力レベルに対して言える。そこで、

よりはっきりと、横拘束筋による柱断面のじん性

改善効果を知る為に、本実験に於て設定した横補強筋量のうち、C-Plain (無補強)、CN 30 (普通鉄筋、間隔 30 mm) および CH 30 (高強度鉄筋、間隔 30 mm) の 3 種類の断面に対して、先に (8. 6) ~ (8. 15) 式で定義した拘束コンクリートの応力ひずみ曲線をコアコンクリートに、無拘束コンクリートの応力ひずみ曲線

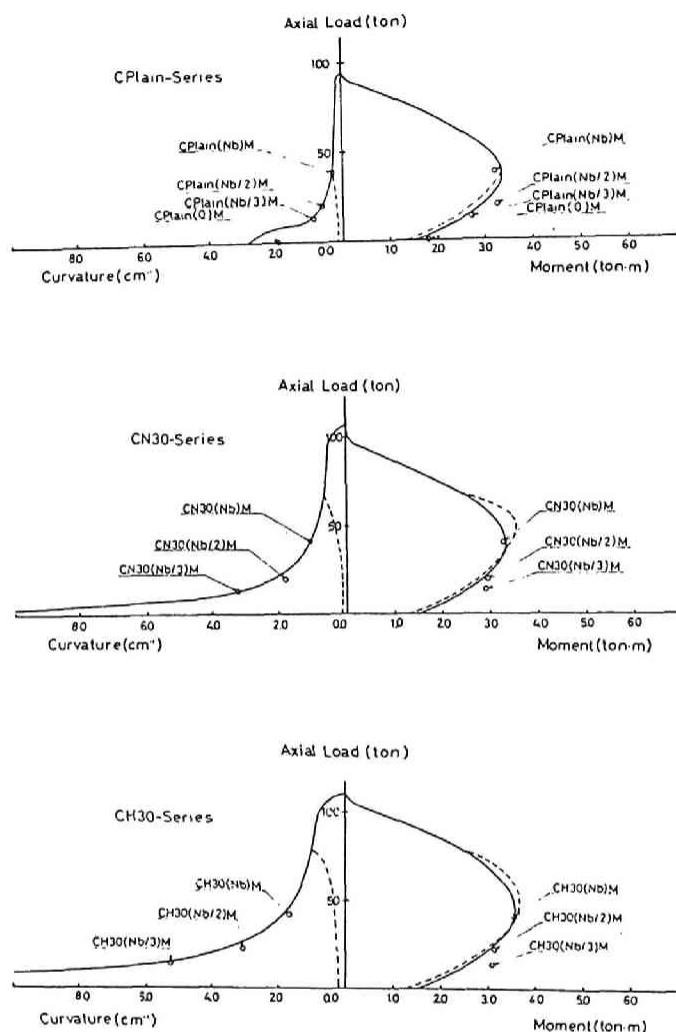


図 8. 4 0 相互作用曲線および限界曲率曲線

をカバーコンクリートに適用して、相互作用耐力曲線および耐力時曲率曲線を計算した。その結果を図8.40にまとめて示す。但し、ここで示す耐力は、コアコンクリート圧縮縁ひずみが(8.11)式で定義した限界圧縮ひずみに到達した時の値である。

同図中には、実験より得られた限界値が○印で示されている。これらの図より明らかなように、横補強筋により横拘束された柱断面は、若干の耐力上昇は認められるものの、耐力に対する横補強筋の効果はそれほど顕著でない。一方、

限界曲率に関して見ると、横補強筋による増大効果は大きく、高強度横補強筋を用いた場合には特に著しい。

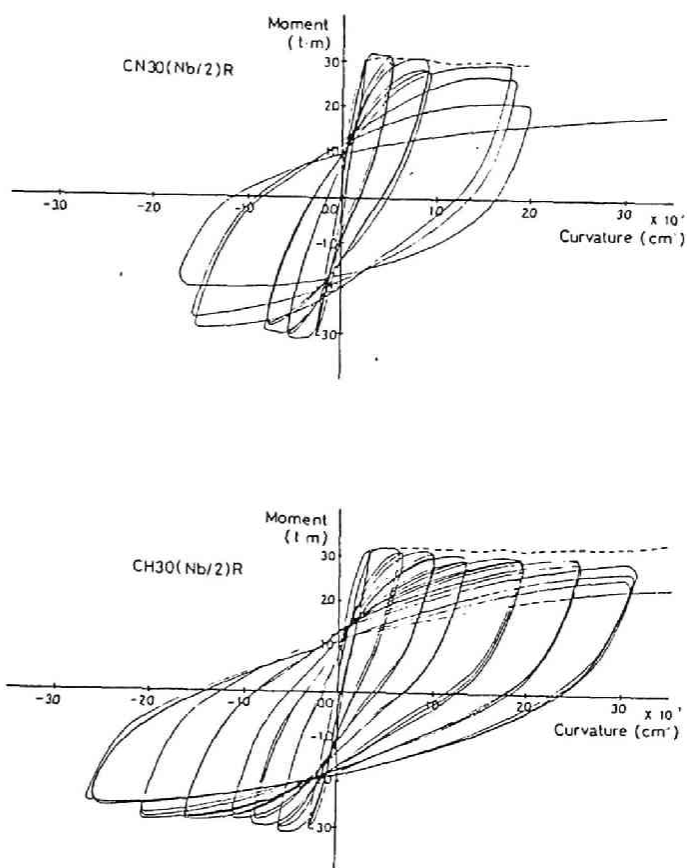


図8.41 高応力繰返し載荷に於けるモーメント断面曲率履歴曲線

繰返し荷重下での挙動

図8.41に普通強度および高強度横補強筋で横拘束された柱の正負繰返し荷重下でのモーメント曲率履歴復元力特性を示す。軸力レベルは、 $Nb/2$ であり、図中の破線は単調荷重下でのモーメント曲率曲線をスケルトンとして示したものである。同図より明らかなように、普通強度の横補強筋を用いた供試体CN30(Nb/2)R

の場合、単調荷重下では十分なじん性を示したものが、曲率振幅を $\pm 3 \delta y$ から $\pm 4 \delta y$ に増やす時、既にスケルトン曲線に乗らなくなり曲率振幅を $\pm 6 \delta y$ に増加する過程で、横補強筋が降伏し以後の載荷によって、圧縮域コンクリートの低サイクル疲労圧壊が進行し柱が耐力を失っている。それに対して、高強度横補強筋を用いた供試体CH30 (Nb/2) Rでは、このようなコンクリートの疲労圧壊現象は認められず極めてじん性のある履歴復元力特性が得られた。両者に於ける履歴復元力特性の差は、横補強筋が降伏するか弾性域にとどまっているかに依存しており、横拘束コンクリートを繰返し高応力を受ける断面のじん性改善に用いる場合には、拘束筋を降伏させるのは望ましくないと結論出来る。同様の結果は、著者等によって実施されたプレストレストコンクリート梁の高応力繰返し曲げ載荷試験に於ても得られており、高強度横補強筋の使用が推奨される。

8. 6 第8章のまとめ

第8章に於ては、地震時に於けるような正負繰返し高せん断力を受ける鉄筋コンクリート柱のじん性を如何にすれば確保出来るかについて論じた。以下、各節毎に得られた結果について述べる。

第2節に於ては、著者の行った柱の正負繰返しせん断力加力実験に基づいて、繰返し荷重下でのぜい性破壊形式であるせん断補強筋降伏形式および付着割裂せん断破壊形式について調査した。その結果、繰返しせん断力の下では、累積載荷サイクルの増大に伴ってせん断補強筋ひずみが増大していき、斜張力ひびわれを横切る全せん断補強筋が降伏した時点でせん断ひびわれ幅の拡大および圧縮域コンクリートの破壊を伴って柱が急激に耐力を失う事が明らかになった。また、付着割裂せん断破壊を示した供試体に於ては、斜張力ひびわれを横切るせん断補強筋のひずみが、降伏ひずみに到達する以前に頭打ちとなり、付着割裂ひびわれの発生および主筋の付着滑りに伴って柱長さ中央部（柱頭および柱脚部の斜張力ひびわれ発生域の中間）に於けるせん断補強筋ひずみが増大する事が実測ひずみより明らかになり、せん断補強筋による、異形鉄筋の割り裂き作用に対する横拘束効果が確認された。さらに、付着割裂せん断破壊に関しては、異形鉄筋の割り裂き付着耐力のみでなく斜張力ひびわれ領域における繰返し荷重下での内部トラス機構の変化を考慮すべきである事が示された。

最後に、圧縮域コンクリートの低サイクル疲労圧壊によるぜい性破壊がコンクリートの応力ひずみ曲線がひずみ軟化域を持つぜい性的なものである為で、その対策として、横補強筋の使用によるコンクリートの圧縮じん性改善が有効である事を述べた。

第3節に於ては、せん断補強筋降伏形式のぜい性破壊を防止する上で、高強度せん断補強筋の使用が極めて有効である事を実験結果に基づいて示した。実験は、普通強度および高強度せん断補強筋を用いた柱について行われ、普通強度せん断補強筋をもつ柱は、すべて繰り返しせん断力の下でせん断補強筋の降伏によりぜい性破壊した。

それに対して、高強度せん断補強筋で補強された柱に於ては、そのようなぜい性的な破壊は起こらなかった。また、実験より得られたせん断補強筋ひずみの実験結果に基づいて、クリティカル断面が曲げ降伏して後の塑性変形領域で繰り返しせん断力を受ける柱の見掛け上の、コンクリート負担せん断力を柱のじん性率との関係で示した。得られた柱のじん性率とコンクリート負担せん断力減退率の関係を用いれば、柱の必要じん性率に応じたせん断設計が出来る事を述べ、その基本概念を示した。

第4節に於ては、付着割裂せん断破壊に対する検討式として、広沢および柴田・荒井による繰り返し曲げせん断力下に於ける付着割裂せん断破壊耐力算定式および、吉岡・武田による付着割裂せん断破壊を起こさない為の限界鉄筋比式について論じ、いずれの式に於ても、この種問題で最も重要な繰り返し荷重下での定着長さ（伝達長さ）および割り裂き付着耐力の評価が不明解であり、物理現象に基づいた合理的な付着設計法の確立が必要であると結論した。

第5節に於ては、圧縮域コンクリートの低サイクル疲労によるぜい性破壊を防止する方策としての、拘束コンクリートについて論じた。著者等の行った角柱および円柱供試体の中心軸圧縮試験データおよび Iyengar等の行った同様の試験データに基づいて、横補強筋の拘束効果を表す指標としての横拘束係数 C_c を下式のごとくに定義した。

$$C_c = \rho_s \frac{\sqrt{f_y}}{F_c} \left(1 - 0.5 \frac{s}{w} \right) \quad (8.17)$$

また、この横拘束係数 C_c を用いて、拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデルを提案した。この応力ひずみ曲線に於ける最大圧縮応力 $\bar{\sigma}_m$ 、 $\bar{\sigma}_m$ 時ひずみ $\bar{\epsilon}_m$ および使用限界ひずみとなる矩形応力ブロック係数 $k_1 k_3$ 最大時ひずみ $\bar{\epsilon}_u$ は、普通コンクリートに対するそれらの値に対する比率として、矩形断面に対して下式で与えられた。

$$\bar{\sigma}_m / F_c = (1 + 50 C_c) \quad (8.18)$$

$$\bar{\epsilon}_m / \epsilon_m = (1 + 450 C_c) \quad (8.19)$$

$$\bar{\epsilon}_u / \epsilon_u = (1 + 450 C_c) \quad (8.20)$$

さらに、拘束コンクリートの有効性を確認する為に、横補強筋により横補強された柱の、高応力繰返し曲げ試験を行った。その結果、横補強筋による補強は、単調載荷時に於ける柱の使用限界曲率（コアコンクリート繰ひずみが、拘束コンクリートに対する矩形応力ブロック係数 $k_1 k_3$ が最大になる時のひずみに達した時）増大に大きく寄与する事が明らかになった。また、繰返し高応力を受ける場合には、横補強筋の伸びひずみは弾性範囲に留まるのが望ましく降伏ひずみを越えるとコンクリートの低サイクル疲労圧壊が生じる。これを避ける為には、高強度せん断補強筋の使用が推奨される。

以上のように、高応力繰返しせん断力を受ける柱が十分なじん性を示す為には、斜張力ひびわれを弾性的に拘束し、繰返し応力下でのコア内コンクリートの圧縮じん性を大きく改善する高強度せん断補強筋の使用が望ましい事が明らかになった。これは、今後のRC柱のせん断補強のありかたに大きな示唆を与えるものである。但し、第3節でも述べたように、RC柱の付着設計法に関しては、いまだ明解な手法が示されておらず早急な合理的付着設計法の確立が必要である。

第9章 結論

本論文は、合理的な鉄筋コンクリート柱のせん断設計手法を確立する為の基本的な考え方を提示する事が目的であり、この目的に従って、鉄筋コンクリート柱がせん断破壊に至る過程での最も重要な限界点である斜張力ひびわれ発生時に対する耐力算定式を主筋の曲げ付着応力の発生機構とコンクリート片持梁の破壊耐力に基づいて誘導した。さらに、せん断補強筋の補強効果をその降伏時で定義し、以後の微小な耐力上昇を無視して補強効果式を得た。斜張力ひびわれ耐力にこのせん断補強筋の補強効果を加え合わす事により鉄筋コンクリート柱のせん断耐力を定義した。但し、主筋の割り裂き作用によって起きる付着割裂せん断耐力に対しては、その発生機構に基づいた耐力解析手法を示した。

一方、繰り返し高応力下に於ては、繰り返し回数および変形量の増加により、見掛け上のコンクリート負担せん断力が徐々に減じ、その結果としてせん断補強筋が降伏し急激な耐力低下を示す場合がある。また、軸力レベルの高い柱に於ては、圧縮域コンクリートの低サイクル疲労圧壊により、同様なぜい性破壊が発生する。このようなぜい性破壊を防止する為には、コアコンクリートに対する横拘束が極めて効果的であり、繰り返し荷重下でも降伏する事のない高強度せん断補強筋の使用が望ましいと結論した。結果の概要は以上の通りである。

次に、得られた結果を列挙し結論とする。

第1章に於ては、鉄筋コンクリート柱のせん断問題研究の必要性和、未だ満足すべき状態にない研究現況について考察し、柱のせん断破壊に至る過程での内部抵抗機構に基づいた解析の必要性を述べた。

第2章に於ては、既往の梁に関するせん断理論を引用し、柱の抵抗機構について論じ以下の結論を得た。

(i) せん断抵抗機構に於ける梁機構は、主筋の曲げ付着作用により、またアーチ機構は主筋の伝達付着若しくは定着付着作用により保持されている。

(ii) せん断補強筋の無い梁のせん断破壊は、斜張力ひびわれの発生により新たに形成された抵抗機構に於て発生するもので、斜張力ひびわれ耐力を適確に把握しなければならない。

(iii) 我が国で用いられる形状の柱に於ては、せん断補強理論としてのトラス機構を解析に適用する事は困難である。

(iv) 仮想トラス機構の節点に於ける力の釣合は、主筋とコンクリートとの間に生じる付着力によって保持されている。もし、付着作用がなんらかの原因で失われた場合には、トラス機構が成立しなくなる。よって、主筋の付着耐力に依存した破壊形式に対する耐力理論の確立が必要である。

第3章に於ては、柱に生じる代表的なせん断ひびわれの分類、主筋に生じる付着作用の分類および斜張力ひびわれの発生機構について論じ、以下の結論を得た。

(i) せん断ひびわれのうち、柱のせん断抵抗挙動に直接関係するものとして、曲げせん断ひびわれ、斜張力ひびわれ、付着割裂ひびわれおよび2次的斜張力ひびわれの4つに分類出来る。

(ii) 主筋の付着作用は、その発生機構および柱の力学的挙動に及ぼす影響によって、曲げ付着作用、伝達付着作用および定着付着作用の3つに分類出来る。

(iii) 軸力の存在する柱に対して適用可能な、著者によって示された曲げ付着応力算定式は、十分な精度を持つ。また、この曲げ付着応力算定式と曲げひびわれ間に形成されるコンクリート片持梁の破壊条件より誘導された斜張力ひびわれ耐力算定式は、せん断スパン有効高さ比が1.5以上の柱に対して既往の諸式とほぼ同程度の精度を有しており、さらに大きな特長として、主筋の付着作用と斜張力ひびわれの発生現象の相互関係を明解に表現している。

第4章に於ては、著者によって考案開発された、横拘束力を任意に調整出来る外部せん断補強法を用いた模擬せん断試験法により、せん断補強筋比 p_w が0～0.6%、その降伏強度 wfy が3000～12000 kgf/cm²の範囲に対して、柱のせん断破壊実験が実施され、下の結論を得た。

(i) 柱の耐力およびクリティカル断面が降伏して後の塑性変形能力の両者に対して、せん断補強筋の補強効果は、 p_w と wfy の積 $p_w \cdot wfy$ によって評価出来る。

(ii) 斜張力ひびわれが発生して後のせん断補強筋負担せん断力と外力せん断力の増分の関係は、軸力レベルおよびせん断補強筋の量に影響されない。

(iii) せん断補強筋が降伏して後の耐力上昇は小さく、耐力算定時には無視しうる。

(iv) 破壊時に於けるせん断補強筋の負担しうるせん断応力 v_R は、 p_w と wfy の積の関数として表し得る。また、せん断耐力は、斜張力ひびわれ耐力 v_s と v_R の和で与えられる。

第5章に於ては、異形鉄筋リブの割り裂き作用に起因する付着割裂せん断破壊機構について論じ、以下の結論を得た。

(i) せん断補強筋比 p_w が大きい程異形鉄筋の割り裂き付着耐力が大きくなり、かつ付着応力滑り関係もじん性に富んだものとなる。一方、せん断補強筋降伏強度の増大による付着耐力改善効果は殆ど認められない。

(ii) 著者の行った付着割裂せん断破壊実験の結果に基づいて、耐力算定の為の耐荷機構モデルを考案した。このモデルによる解析方法は、斜張力ひびわれにより形成される扇形圧縮応力場と柱全長にわたる主筋の伸び変形とそこでのコンクリート伸び変形を等置するという変形の適合条件を用いたもので、既往の実験結果と解析結果は極めてよく一致しており、仮定した耐荷機構モデルおよび解析手法の妥当性が示された。

第6章に於ては、地震時水平力を受ける架構中の柱を想定し、柱梁接合部からの主筋抜け出しが柱のせん断抵抗挙動に及ぼす影響を実験により調査し以下の結論を得た。

(i) 主筋抜け出し量が大いとき、柱頭および柱脚部断面に集中回転変形が生じ、コンクリートの圧壊によるぜい性破壊が生じる場合がある。

(ii) 主筋抜け出し量が大い程、斜張力ひびわれ発生域が狭くなりかつ付着割裂ひびわれが発生しにくくなる。

以上得られた結論は、全て定性的なもので、柱のせん断耐力算定式に取り入れるような定量的結論を得るには至らなかった。

第7章に於ては、単調荷重の下でのせん断抵抗機構のまとめとして、単調荷重下でのせん断耐力算定手順を示し、実験結果との比較を行い以下の結論を得た。

(i) せん断スパン有効高さ比が1.5以上の柱に対して、斜張力ひびわれの発生後せん断補強筋が降伏する時点で定義された耐力と主筋の割り裂き付着破壊現象に基づいて解析により得られた耐力のうち、値の小さい方をせん断耐力とした。既往の実験結果との比較により、このような手法による柱のせん断耐力評価法の妥当性が示された。

(ii) せん断スパン有効高さ比が1.5未満の柱に対して、全断面有効と仮定した弾性計算により得られた斜張力ひびわれ耐力に、第4章で定義したせん断補強筋の補強効果を加え合わせてせん断耐力を定義した。既往の実験結果との比較によって、せん断耐力算定式の適合性が極めて高い事が明らかになった。

第8章に於ては、繰返しせん断力下での柱のぜい性破壊形式として、せん断補強

筋降伏形式，付着割裂せん断破壊形式および圧縮域コンクリートの低サイクル疲労圧壊形式の3つを取り上げ，それらの発生機構および防止策について検討し以下の結論を得た．

(i) 繰り返しせん断力の下では，繰り返し回数および変形の進行に伴って，見掛け上のコンクリート負担せん断力が徐々に減少する．したがって，この減少分をせん断補強筋が肩代わりしなければならず，もしそれによってせん断補強筋が降伏するとぜい性的なせん断破壊が生じる．よって，これを防止する為には，せん断補強筋を降伏させない事が大切であり，高強度せん断補強筋の使用が極めて有効な一つの手段である．

(ii) 横補強筋によるコンクリートの横拘束は，コンクリートの圧縮じん性を大きく改善し，柱の変形能力を増大させる．特に軸力レベルの高い柱に於て有効であり，大きな横拘束効果を期待する場合には，高強度横補強筋の使用が必要である．

(iii) せん断補強筋を密に配置する事によって，せん断補強筋降伏形式およびコンクリートの低サイクル疲労形式の2つのぜい性破壊形式を防止出来るが，主筋の割り裂き付着破壊に対する検討が必要である．この検討方法としては，未だ確立されたものがなく今後の研究課題である．

参考文献

第1章

- 1) “1968年十勝沖地震調査報告書”，1968年十勝沖地震調査委員会
- 2) 東洋一，“鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その1：全体計画とその過程）”，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，昭和48年10月，pp. 1413～1414

第2章

- 3) “The Shear Strength of Reinforced Concrete Members”. Joint ACI-ASCE Task Committee 426. Proceedings of ASCE . Vol. 99. ST6. June. 1973. pp. 1091~1187
- 4) R. Park and T. Paulay. “Reinforced Concrete Structures”. John Wiley & Sons. p. 278~287
- 5) G. N. J. Kani. “The Riddle of Shear Failure and It's Solution”. Journal of the ACI. April. 1964. pp. 441~467
- 6) Timoshenko and Goodier. “Theory of Elasticity”. 2nd Eddition. McGrow-Hill. p. 139
- 7) H. Kupfer. H. K. Hilsdorf and H. Rusch. “Behavior of Concrete under Biaxial Stress”. Journal of the ACI. August. 1969. pp. 656~666
- 8) Rene Walther. “Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahl-und Spanbetonbalken -Schubbruchtheorie-”. Beton und Stahlbetonbau. 11/1969. pp. 261~271
- 9) H. Weigler und G. Becker. “Zur Frage der Shubfestigkeit von Beton”Beton und Stahlbetonbau . 5/1964. pp. 101~105
- 10) J. Morrow and I. M. Viest. “Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members without Web Reinforcement”. Journal of the ACI. March. 1957. pp. 833~869
- 11) E. Hognestad. N. W. Hanson and D. Mchenry. “Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design”. Journal of the ACI. December. 1955. pp. 455~479
- 12) R. Park and T. Paulay. “Reinforced Concrete Structures”. John Wiley & Sons . p294
- 13) 六車，富永，渡辺，田中，“繰り返し水平力を受ける2層鉄筋コンクリートラーメン要素の復元力変形機構に関する実験的研究，その1：実験計画およびその

方法, その2: 実験結果とその考察”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和49年10月, pp. 1163~1166

- 14) Thomas Paulay, "Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls", Proceedings of the ASCE, ST3, March, 1971, pp. 843~862
- 15) E. Morsch, "Der Eisenbeton Seine Theorie und Anwendung", Wittwer Stuttgart, 1908
- 16) Shear and Diagonal Tension, Report of ACI-ASCE Committee 326, Journal of the ACI, January, 1962, pp. 1~30
- 17) F. Leonhardt, "Reducing the Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Beams and Slabs", Magazine of Concrete Research, Vol. 17, No. 53, December, 1965, pp. 187~198
- 18) G. N. J. Kani, "A Rational Theory for the Function of Web Reinforcement", Journal of the ACI, March, 1969, pp. 185~197

第3章

- 19) 岡村甫, "付着および定着", コンクリート工学, 昭和50年11月, pp. 21~32
- 20) 山田稔, "1968年十勝沖震害における鉄筋コンクリート柱のせん断爆裂に関する考察", 日本建築学会論文報告集, 昭和45年4月, pp. 19~26
- 21) Discussion of the paper by G. N. J. Kani, "The Riddle of Shear Failure and It's Solution", Journal of the ACI, December, 1964, pp. 1587~1638
- 22) 坂静雄, "鉄筋コンクリート学教程", 昭和39年, 産業図書
- 23) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 1979, p. 210
- 24) 池田・宇治, "鉄筋コンクリート梁のせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究", 土木学会論文報告集, No. 293, 1980, pp. 101~109
- 25) 黒正・滝口, "有限要素法による鉄筋コンクリート部材の2次元非線型解析, その2", 日本建築学会論文報告集, 昭和47年10月, pp. 45~53
- 26) R. C. Fenwick and T. Paulay, "Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams", Proceedings of the ASCE, ST10, October, 1968, pp. 2325~2350
- 27) P. Gergely and L. A. Lutz, "Maximum Crack in Reinforced Concrete Flexural Member", ACI, SP-201, 1968
- 28) 森田司郎, "コンクリートのひびわれ幅制限で決まる鉄筋の許容応力度", セ

- メント技術年報 23 巻, 1969, pp. 552~556
- 29) A. H. Mattock, "Diagonal Tension Cracking in Concrete Beams with Axial Forces", Proceedings of ASCE, ST9, September, 1969, pp. 1887~1900
- 30) 柴田・荒井, "鉄筋コンクリート部材のせい性破壊時の耐力推算式の検討", 北海道大学工学部研究報告, 第92号, 昭和54年, pp. 1~13
- 31) 荒川卓, "鉄筋コンクリート梁のせん断抵抗に関する研究(実験結果の総括)", 日本建築学会論文報告集, 昭和35年10月, pp. 437~440
- 32) 六車・渡辺・河野・辻本, "鉄筋コンクリート柱のせん断力伝達機構に関する研究—繰返し載荷を受ける場合—", セメント技術年報 33 巻, 1979, pp. 533~536
- 33) 山田・降井, "軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する研究(2. せん断補強率の効果)", 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系, 昭和42年4月, pp. 41~44
- 34) 山田・降井, "軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する研究(Shear Span Ratioについて)", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和41年10月, p 216
- 35) 山田・降井, "軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する研究(3. 無フープ材における軸圧比と Shear Span Ratio の関係)", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和42年10月, p 333
- 36) 池田昭男, "塑性域において繰返し加力を受ける鉄筋コンクリート柱の実験", コンクリートジャーナル, 昭和45年12月, pp. 1~13
- 37) 池田・広沢・山田, "軽量骨材を用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊試験報告, その1: 強度について", 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和42年10月, p 325
- 38) 武藤清, "耐震設計シリーズ3: 構造物の強度と変形", 丸善, pp. 98~115
- 39) 広沢雅也, "既往のRC柱実験資料", 建築研究資料 No. 2, March, 1973
- 40) 六車, 渡辺, 他2名, "鉄筋コンクリート柱のせん断力伝達に関する実験的研究", セメント技術年報 32 巻, 1978, pp. 440~443
- 41) 六車, 渡辺, 他2名, "新載荷法による鉄筋コンクリート柱のせん断実験", セメント技術年報 34 巻, 1980, pp. 421~424
- 42) 著者略, "鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究, その5~その

- 8”，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，昭和48年10月，pp. 1421～1428
- 43) 著者略，“鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究，その11～その12”，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，昭和49年10月，pp. 1309～1312
- 44) 六車，富永，渡辺，“軽量RC柱のせん断破壊実験と2，3の考察”，セメント技術年報25巻，1971，pp. 357～362
- 45) 広沢雅也，“鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究，その19：付着割裂破壊モードについて”，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，昭和49年10月，pp. 1325～1326
- 46) 広沢・山本，“鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究，その29：鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度について”，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，昭和50年10月，pp. 1125～1126

第4章

- 47) Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77)
- 48) 南宏一，“せん断力を受ける鉄筋コンクリート部材の極限解析について”，RC構造のせん断問題に関する解析的研究に関するコロキウム論文集，June，1982，pp. 1～16
- 49) M. P. Nielsen. "Concrete Plasticity". Specialpublikation udgivet af Dansk Selskab for Bygningsstatik. Lyngby. Oktober. 1978
- 50) H. P. J. Taylor. "The Fundamental Behavior of Reinforced Concrete Beams in Bending and Shear". Cement and Concrete Association Report. pp113. December. 1972
- 51) 荒川・大野，“新載荷法による鉄筋コンクリート梁のせん断抵抗について”，日本建築学会論文報告集，昭和32年7月，pp. 581～584
- 52) 若林・雨，“せん断力を受ける鉄筋コンクリート柱の復元力特性に関する研究，その1”，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，昭和46年11月，pp. 811～812
- 53) 尾崎・藤沢，“鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究，その2：既往の実験方法と建研式加力法”，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，昭和48年10月，pp. 1415～1416
- 54) R. Taylor. "Some Shear Tests on Reinforced Concrete Beams without Shear

第5章

- 55) 後藤・森田, 他2名, “割り裂き付着破壊モードに与える横補強筋の影響”, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系, 昭和56年6月, pp. 197~200
- 56) T. Paulay, “Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls”. Proceedings of ASCE, ST3, March, 1971, pp. 843~862
- 57) 角徹三, “異形鉄筋の付着特性とその鉄筋コンクリート部材の変形性状に及ぼす影響に関する研究”, 京都大学工学部, 博士学位論文, 昭和53年
- 58) 吉岡・武田, “鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究, その40: 異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱の付着割裂破壊モードの判別と限界鉄筋比”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和51年11月, pp. 1423~1424
- 59) 森田司郎, “鉄筋とコンクリートとの付着性状—異形鉄筋の割り裂き付着破壊について”, コンクリート工学, 昭和53年10月, pp. 1~10
- 60) C. O. Orangan, J. O. Jirsa and J. E. Breen, “A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices”, Journal of the ACI, March, 1977, pp. 114~122
- 61) S. Morita and S. Fujii, “Bond Capacity of Deformed Bars Due To Splitting of Surrounding Concrete”, Proceedings of International Conference on Bond in Concrete, London, 1981, Applied Science Publishers, London, pp. 331~341
- 62) 藤井・森田, 他2名, “割り裂き付着強度算定式の評価”, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系, 昭和56年6月, pp. 201~204
- 63) 坂・六車, “付着のないPC梁の曲げ破壊耐力(付着のないPC梁の力学的性質に関する研究1)”, 日本建築学会論文報告集, 昭和33年10月, pp. 641~644
- 64) J. Grob and B. Thurlimann, “Ultimate Strength and Design of Reinforced Concrete Beams under Bending and Shear”, IABSE Publications, Vol. 36, No. 11, 1976, pp. 105~120
- 65) 六車, 富永, 渡辺, “せん断力を受ける軽量RC柱の力学的挙動に関する研究”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和46年11月, pp. 815~816

- 66) 若林・南・山口, “繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断破壊に関する実験的研究”, 京都大学防災研究所年報, 14号A, 1971, pp. 393~415
- 67) 渡辺, 富永, 田中, “せん断力を受ける鉄筋コンクリート柱の変形機構と帯筋量の関連についての実験的研究, その2”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和51年10月, pp. 1395~1396

第6章

- 68) 森田・角, “鉄筋コンクリート柱梁接合部に於ける梁の塑性変形性状に関する実験的研究”, セメント技術年報26巻, 1972, pp. 421~424
- 69) A. L. L. Baker and A. M. N. Amarakone, “Inelastic Hyperstatic Frames Analysis”. Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete. ASCE-ACI. Miami. November. 1964. pp. 85~142
- 70) 山田・多田, “コンクリートの複合応力状態に於ける崩壊条件に関する研究”, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系, 昭和43年5月, pp. 33~36

第8章

- 71) T. Paulay, “Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams”. Proceedings of the ASCE. ST9. September. 1971. pp. 2407~2419
- 72) R. N. Swamy and A. D. Andriopoulos, “Contribution of Aggregate Interlock and Dowel Force to the Shear Resistance of Reinforced Beams with Web Reinforcement”. ACI. SP42. Vol. 1. Part1. pp. 129~166
- 73) P. R. Barnard, “Researches into the Complete Stress Strain Curve for Concrete”. Magazine of Concrete Research. December. 1964. pp. 203~210
- 74) 黒正・福原, 他2名, 高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート梁・柱の力学的挙動に関する実験研究, その1: 梁のせん断終局強度, その2: 梁の破壊性状, せん断補強筋の性状, その3: 柱の力学的挙動”, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, 昭和51年10月, pp. 1349~1354
- 75) K. T. S. R. Iyengar. P. Desai and K. N. Reddy, “Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binder”. Magazine of Concrete Research. September. 1978. pp. 173~184
- 76) S. A. Sheikh, “Effectiveness of Rectangular Ties as Confinement Steel in Reinforced Concrete Columns”. Ph. D thesis. University of Tronto. 1978

- 77) H. E. H. Roy and M. A. Sozen, "Ductility of Concrete", Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Miami, November, 1964, pp. 213~235
- 78) 六車熙, "鉄筋コンクリート断面の破壊時コンクリート圧縮縁ひずみに関する研究", 材料, 第24巻260号, 昭和50年5月, pp. 441~446
- 79) F. Watanabe, "Complete Stress Strain Curve for Concrete in Concentric Compression", Proceedings of International Conference on Mechanical Behaviors of Materials, Vol. 4, 1972, Kyoto, Japan, pp. 153~161
- 80) コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書店, 1981, p 447
- 81) 六車, 長井, "コンクリートの圧縮ひずみに関する研究", セメント技術年報 30巻, 1976, pp. 441~446
- 82) F. Watanabe and H. Muguruma, "Improving the Flexural Ductility of Prestressed Concrete Beams by using the High Yield Strength Hoop Reinforcement", Proceedings of FIP Symposium on Partial Prestressing and Practical Construction in Reinforced and Prestressed Concrete, Part2, September, 1980, Bucuresti, Romania, pp. 398~406

あとがき

著者が京都大学大学院修士課程の時に有名な十勝沖地震が発生し、京都大学工学部六車熙教授の指示により、森田司郎助教授（現教授）以下、当時コンクリート工学の研究に従事していた方々が被害状況の調査を行う事になった。著者も、この調査団の一員に加えられた。その時に初めて鉄筋コンクリート柱のせん断破壊現象を目のあたりにしその激しさに驚いたものであった。このような時代背景に影響され各所で鉄筋コンクリート柱のせん断破壊に対する研究が行われるようになり、著者も六車熙教授の下でこの問題に携わる事になった。本研究は、過去7年間の研究成果をまとめたものであるが、必ずしも満足のいくものではなく、寧ろ今後の研究推進の1ステップと考えている。

本研究は著者独りで成されたものではなく、京都大学工学部建築系教室の諸先生方のよき指導によるところ大であり、ここに絶大な謝意を表するしだいである。

六車熙教授には、研究計画の立案および実験計画時に於て多大なアイデアを提供して頂いた。特に、本論文第4章で用いた実験手法、せん断補強効果を考える上でのせん断補強筋降伏現象の重要性および高強度せん断補強筋の利用等は六車熙教授のアイデアに負う所大である。

森田司郎教授には、付着作用と柱部材のせん断性状との関係についての貴重なアドバイスを頂き、また種々の疑問にも心良く回答して頂き研究の推進をはかる事が出来た。

富永恵助教授には、著者が鉄筋コンクリート柱のせん断問題に取り組んだ初期の段階より指導して頂きせん断問題を取り扱う上での実験手法の重要性を教えて頂いた。また、ともすれば怠惰になりがちな著者に研究者としての厳しさを示された。

豊橋技術科学大学角徹三助教授には、六車研究室の先輩として種々のアドバイスを頂いた。特に、付着問題の専門家としてのアドバイスは極めて貴重であった。

藤井栄助手には、異形鉄筋の付着割り裂き破壊に関する数多くの貴重なデータを提供して頂いた。

以上の各先生方の御助力に加えて、このような問題の性質上実験研究が主となる為多くの学生・院生諸氏の協力を得た。田中仁史氏（現明石高専助教授）、西村章氏（現奈良県庁）、村上誠氏（現長谷川工務店）、河野恭平氏（現大和建材店）、辻本哲也氏（現鹿島建設）、芦田公伸氏（現電気化学工業）および上田忠男氏（現竹中工務店）に心からの謝意を表する次第である。

最後に、実験時に常に御助力を頂いた建築系教室坂記念館の岩根昭氏および岩本敏憲氏に心より御礼申し上げます。

付録（既往の実験結果一覧表）

供試体数 381体

符号

NO. : 全供試体通し番号

OHONO: 大野式載荷法 WAKABAYASHI: 若林式載荷法 SUTAB:
大野式スタブ付き KATAMOCHI: 片持梁式載荷法 TUBOI: 偏心圧縮式
載荷法 KENKEN: 建研式または改良型建研式

B: 断面幅(cm) H: 断面全高さ(cm) D: 断面有効高さ(cm) A: セン断スパン長
さ(cm), ただし(A=...)で示す値はスタブ付きの場合の内法セン断スパン長さ

FC: コンクリートシリンダー圧縮強度(kgf/cm²) FT: コンクリート割裂引張強
度(kgf/cm²) G: コンクリート比重 EC: コンクリートヤング係数($\times 10000$
00 kgf/cm²) PT: 引張鉄筋比(%) SFY: 引張鉄筋降伏強度(kgf/cm²)

PW: セン断補強筋比(%) AW: 1組のセン断補強筋断面積(cm²) SW: セン
断補強筋間隔(cm) WFY: セン断補強筋降伏強度(kgf/cm²)

QB: 曲げひびわれ発生セン断力(ton)

QBS: 曲げセン断ひびわれ発生セン断力(ton)

QS: 斜張力ひびわれ発生セン断力(ton)

QMAX: 最大耐力時セン断力(ton)

QCAL: 柱頭又は柱脚部断面に対する計算上の曲げ破壊耐力に対応するセン断力

N: 柱軸力(ton)

供試体通し番号と文献番号の対応

NO. 1~25	(44)	NO. 157~160	(40)
NO. 26~29	(33)	NO. 161~162	(32)
NO. 30~39	(34)	NO. 163~166	(41)
NO. 40~51	(35)	NO. 167~177	本文表 4.1
NO. 52~74	(65)	NO. 178~188	本文表 8.3
NO. 75~77	(36)	NO. 189~198	本文表 5.1
NO. 78~91	(37)	NO. 199~206	著者未発表
NO. 92~102	(37)	NO. 207~210	(66)
NO. 103~115	(38)	NO. 211~286	(51)
NO. 116~119	(39)	NO. 287~377	(42) (43)
NO. 120~156	(39)	NO. 378~381	本文表 4.1

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 1	B 15.00 H 20.00 D 17.90 A 16.00 (A= 20.00)	FC= 354.0 FT= 29.9 EC= 2.265 G 2.000	PT 1.058 SFY= 4850. 1-4-D10	PW 0.0 AW 0.0 SW =999.00 WFY= 2400.	QB = 0.0 QBS 0.0 QS 8.33 QMAX= 10.07 QCAL= 23.26 N - 20.90
OHONO					
NO. 2	B 15.00 H 20.00 D 17.90 A 16.00 (A= 20.00)	FC= 354.0 FT= 29.9 EC= 2.265 G 2.000	PT 1.058 SFY= 4850. 1-4-D10	PW 0.249 AW 0.560 SW 15.00 WFY= 2910.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 9.43 QMAX= 13.33 QCAL= 23.26 N 20.90
OHONO					
NO. 3	B 15.00 H 20.00 D 17.90 A 16.00 (A= 20.00)	FC= 354.0 FT= 29.9 EC= 2.265 G 2.000	PT 1.058 SFY= 4850. 1-4-D10	PW 0.373 AW 0.560 SW 10.00 WFY= 2910.	QB 0.0 QBS - 0.0 QS 8.63 QMAX= 13.27 QCAL= 23.26 N 20.90
OHONO					
NO. 4	B = 15.00 H = 20.00 D = 17.90 A = 16.00 (A= 20.00)	FC= 354.0 FT= 29.9 EC= 2.265 G 2.000	PT 1.058 SFY= 4850. 1-4-D10	PW = 0.747 AW = 0.560 SW = 5.00 WFY= 2910.	QB - 0.0 QBS 0.0 QS 10.00 QMAX= 16.63 QCAL= 23.26 N 20.90
OHONO					
NO. 5	B 15.00 H 20.00 D 17.90 A 16.00 (A= 20.00)	FC= 354.0 FT= 29.9 EC= 2.265 G = 2.000	PT = 1.058 SFY= 4850. 1-4-D10	PW = 1.493 AW = 0.560 SW = 3.00 WFY= 2910.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 11.50 QMAX= 18.27 QCAL= 23.26 N 20.90
OHONO					
NO. 6	B 15.00 H 20.00 D 17.75 A = 16.00 (A= 20.00)	FC= 308.0 FT= 27.1 EC= 2.113 G 2.000	PT = 1.431 SFY= 4590. 1-3-D13	PW = 0.0 AW = 0.0 SW =999.00 WFY= 2400.	QB 0.0 QBS = 0.0 QS 7.87 QMAX= 10.53 QCAL= 25.77 N 19.60
OHONO					
NO. 7	B = 15.00 H = 20.00 D = 17.75 A = 16.00 (A= 20.00)	FC= 308.0 FT= 27.1 EC= 2.113 G 2.000	PT 1.431 SFY= 4590. 1-3-D13	PW = 0.249 AW 0.560 SW = 15.00 WFY= 2910.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 7.87 QMAX= 13.00 QCAL= 25.77 N 19.60
OHONO					
NO. 8	B = 15.00 H = 20.00 D = 17.75 A = 16.00 (A= 20.00)	FC= 308.0 FT= 27.1 EC= 2.113 G 2.000	PT = 1.431 SFY= 4590. 1-3-D13	PW = 0.373 AW = 0.560 SW 10.00 WFY= 2910.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 9.17 QMAX= 13.93 QCAL= 25.77 N 19.60
OHONO					
NO. 9	B 15.00 H 20.00 D 17.75 A 16.00 (A= 20.00)	FC= 308.0 FT= 27.1 EC= 2.113 G 2.000	PT 1.431 SFY= 4590. 1-3-D13	PW 0.747 AW 0.560 SW 5.00 WFY= 2910.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 9.87 QMAX= 16.53 QCAL= 25.77 N - 19.60
OHONO					
NO. 10	B 15.00 H 20.00 D 17.75 A = 16.00 (A= 20.00)	FC= 308.0 FT= 27.1 EC= 2.113 G = 2.000	PT 1.431 SFY= 4590. 1-3-D13	PW 1.493 AW 0.560 SW 3.00 WFY= 2910.	QB 0.0 QBS - 0.0 QS = 11.30 QMAX= 19.33 QCAL= 25.77 N = 19.60
OHONO					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 11	B 15.00 H = 20.00 D = 17.45 A = 16.00 (A = 20.00)	FC= 383.0 FT= 29.7 EC= 2.356 G = 2.000	PT 2.193 SFY= 4720. 1-2-D19	PW 0.0 AW 0.0 SW = 999.00 WFY= 2400.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 10.00 QMAX= 14.93 QCAL= 36.39 N = 26.10
OHONO					
NO. 12	B 15.00 H 20.00 D 17.45 A 16.00 (A = 20.00)	FC= 383.0 FT= 29.7 EC= 2.356 G = 2.000	PT 2.193 SFY= 4720. 1-2-D19	PW = 0.249 AW = 0.560 SW 15.00 WFY= 2910.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 9.80 QMAX= 16.47 QCAL= 36.39 N 26.10
OHONO					
NO. 13	B 15.00 H 20.00 D 17.45 A 16.00 (A = 20.00)	FC= 383.0 FT= 29.7 EC= 2.356 G = 2.000	PT 2.193 SFY= 4720. 1-2-D19	PW 0.373 AW 0.560 SW = 10.00 WFY= 2910.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 9.93 QMAX= 16.97 QCAL= 36.39 N 26.10
OHONO					
NO. 14	B 15.00 H = 20.00 D = 17.45 A 16.00 (A = 20.00)	FC= 383.0 FT= 29.7 EC= 2.356 G = 2.000	PT 2.193 SFY= 4720. 1-2-D19	PW 0.747 AW = 0.560 SW = 5.00 WFY= 2910.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 9.73 QMAX= 16.83 QCAL= 36.39 N 26.10
OHONO					
NO. 15	B 15.00 H 20.00 D 17.45 A 16.00 (A = 20.00)	FC= 383.0 FT= 29.7 EC= 2.356 G = 2.000	PT 2.193 SFY= 4720. 1-2-D19	PW 1.493 AW 0.560 SW 3.00 WFY= 2910.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 10.97 QMAX= 26.77 QCAL= 36.39 N = 26.10
OHONO					
NO. 16	B = 15.00 H = 20.00 D 17.90 A 36.00 (A = 40.00)	FC= 341.0 FT= 23.4 EC= 2.223 G = 2.000	PT 1.058 SFY= 4850. 1-4-D10	PW 0.0 AW 0.0 SW = 999.00 WFY= 2400.	QB 5.83 QBS 6.66 QS = 7.50 QMAX= 7.50 QCAL= 10.17 N 20.10
OHONO					
NO. 17	B 15.00 H 20.00 D 17.90 A 36.00 (A = 40.00)	FC= 341.0 FT= 23.4 EC= 2.223 G = 2.000	PT 1.058 SFY= 4850. 1-4-D10	PW 0.249 AW 0.560 SW 15.00 WFY= 2910.	QB 5.00 QBS 6.66 QS 7.50 QMAX= 8.68 QCAL= 10.17 N 20.10
OHONO					
NO. 18	B = 15.00 H 20.00 D 17.90 A 36.00 (A = 40.00)	FC= 341.0 FT= 23.4 EC= 2.223 G = 2.000	PT 1.058 SFY= 4850. 1-4-D10	PW 0.373 AW 0.560 SW 10.00 WFY= 2910.	QB 5.00 QBS 6.66 QS 7.50 QMAX= 10.00 QCAL= 10.17 N 20.10
OHONO					
NO. 19	B 15.00 H 20.00 D 17.90 A 36.00 (A = 40.00)	FC= 341.0 FT= 23.4 EC= 2.223 G = 2.000	PT 1.058 SFY= 4850. 1-4-D10	PW = 0.747 AW = 0.560 SW = 5.00 WFY= 2910.	QB 5.00 QBS 8.33 QS 9.16 QMAX= 10.87 QCAL= 10.17 N 20.10
OHONO					
NO. 20	B 15.00 H = 20.00 D 17.90 A = 36.00 (A = 40.00)	FC= 341.0 FT= 23.4 EC= 2.223 G = 2.000	PT 1.058 SFY= 4850. 1-4-D10	PW = 1.493 AW 0.560 SW 3.00 WFY= 2910.	QB = 5.00 QBS = 8.33 QS = 10.00 QMAX= 10.83 QCAL= 10.17 N = 20.10
OHONO					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 21	B	15.00 FC= 405.0	PT 2.193	PW 0.0 QB	0.0 QCAL= 15.11
	H	20.00 FT= 28.5	SFY= 4120.	AW 0.0 QBS	0.0 N 26.60
	D	17.45 EC= 2.423	1-2-D19	SW =999.00 QS	0.0
	A	36.00 G = 2.000		WFY= 2400. QMAX=	7.97
OHONO	(A= 40.00)				
NO. 22	B	15.00 FC= 405.0	PT 2.193	PW 0.249 QB	= 5.00 QCAL= 15.11
	H	20.00 FT= 28.5	SFY= 4120.	AW 0.560 QBS	= 8.33 N 26.60
	D	17.45 EC= 2.423	1-2-D19	SW 15.00 QS	9.17
	A	36.00 G 2.000		WFY= 2910. QMAX=	10.17
OHONO	(A= 40.00)				
NO. 23	B	15.00 FC= 405.0	PT = 2.193	PW 0.373 QB	5.83 QCAL= 15.11
	H	20.00 FT= 28.5	SFY= 4120.	AW 0.560 QBS	8.33 N = 26.60
	D	17.45 EC= 2.423	1-2-D19	SW 10.00 QS	9.17
	A	36.00 G 2.000		WFY= 2910. QMAX=	10.57
OHONO	(A= 40.00)				
NO. 24	B	15.00 FC= 405.0	PT 2.193	PW 0.747 QB	= 5.00 QCAL= 15.11
	H	20.00 FT= 28.5	SFY= 4120.	AW 0.560 QBS	= 9.17 N 26.60
	D	17.45 EC= 2.423	1-2-D19	SW 5.00 QS	10.83
	A	36.00 G 2.000		WFY= 2910. QMAX=	12.70
OHONO	(A= 40.00)				
NO. 25	B	15.00 FC= 405.0	PT = 2.193	PW 1.493 QB	5.00 QCAL= 15.11
	H	20.00 FT= 28.5	SFY= 4120.	AW 0.560 QBS	9.50 N = 26.60
	D	12.70 EC= 2.110	1-2-D19	SW 3.00 QS	10.83
	A	36.00 G = 2.000		WFY= 2910. QMAX=	15.50
OHONO	(A= 40.00)				
NO. 26	B	16.00 FC= 202.0	PT 1.309	PW = 0.875 QB	0.0 QCAL= 10.15
	H	16.00 FT= 20.2	SFY= 2800.	AW = 0.560 QBS	0.0 N 23.00
	D	12.70 EC= 2.110	1-2-R 13	SW = 4.00 QS	9.44
	A	16.00 G = 2.300		WFY= 2144. QMAX=	11.30
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 27	B	16.00 FC= 202.0	PT 1.309	PW 0.438 QB	0.0 QCAL= 10.15
	H	16.00 FT= 20.2	SFY= 2800.	AW 0.560 QBS	0.0 N = 23.00
	D	12.70 EC= 2.110	1-2-R 13	SW 8.00 QS	= 8.79
	A	16.00 G 2.300		WFY= 2144. QMAX=	9.77
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 28	B	16.00 FC= 202.0	PT 1.309	PW 0.219 QB	0.0 QCAL= 10.15
	H	16.00 FT= 20.2	SFY= 2800.	AW 0.560 QBS	0.0 N 23.00
	D	12.70 EC= 2.110	1-2-R 13	SW 16.00 QS	7.75
	A	16.00 G 2.300		WFY= 2144. QMAX=	8.99
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 29	B	16.00 FC= 202.0	PT 1.309	PW = 0.0 QB	0.0 QCAL= 10.15
	H	16.00 FT= 20.2	SFY= 2800.	AW 0.0 QBS	0.0 N = 23.00
	D	12.70 EC= 2.110	1-2-R 13	SW =999.00 QS	7.29
	A	16.00 G 2.300		WFY= 2400. QMAX=	7.29
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 30	B	16.00 FC= 291.0	PT 1.309	PW 0.0 QB	0.0 QCAL= 12.44
	H	16.00 FT= 24.7	SFY= 2800.	AW 0.0 QBS	= 0.0 N 30.00
	D	12.70 EC= 2.533	1-2-R 13	SW =999.00 QS	= 0.0
	A	16.00 G 2.300		WFY= 2400. QMAX=	12.20
OHONO	(A= 0.0)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 31	B 16.00	FC= 360.0	PT 1.309	PW 0.0	QB = 0.0 QCAL= 7.06
	H 16.00	FT= 27.7	SFY= 2800.	AW 0.0	QBS = 0.0 N 35.90
	D 12.70	EC= 2.817	1-2-R13	SW =999.00	QS = 0.0
	A 32.00	G 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 7.00
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 32	B 16.00	FC= 360.0	PT 1.309	PW 0.0	QB = 0.0 QCAL= 4.70
	H 16.00	FT= 27.7	SFY= 2800.	AW 0.0	QBS = 0.0 N 35.90
	D 12.70	EC= 2.817	1-2-R13	SW =999.00	QS = 0.0
	A 48.00	G 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 4.79
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 33	B = 16.00	FC= 360.0	PT 1.309	PW 0.0	QB = 0.0 QCAL= 3.74
	H = 16.00	FT= 27.7	SFY= 2800.	AW 0.0	QBS = 0.0 N 18.00
	D = 12.70	EC= 2.817	1-2-R13	SW =999.00	QS = 0.0
	A = 48.00	G 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 4.10
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 34	B = 16.00	FC= 360.0	PT = 1.309	PW 0.0	QB 0.0 QCAL= 1.97
	H = 16.00	FT= 27.7	SFY= 2800.	AW 0.0	QBS 0.0 N 0.0
	D = 12.70	EC= 2.817	1-2-R13	SW =999.00	QS 0.0
	A = 48.00	G 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 2.09
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 35	B 16.00	FC= 360.0	PT 1.309	PW 0.0	QB = 0.0 QCAL= 3.53
	H 16.00	FT= 27.7	SFY= 2800.	AW = 0.0	QBS = 0.0 N = 35.90
	D 12.70	EC= 2.817	1-2-R13	SW =999.00	QS = 0.0
	A 64.00	G 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 3.75
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 36	B 16.00	FC= 291.0	PT 1.309	PW 0.0	QB 0.0 QCAL= 24.87
	H 16.00	FT= 24.7	SFY= 2800.	AW = 0.0	QBS 0.0 N 30.00
	D 12.70	EC= 2.533	1-2-R13	SW =999.00	QS 0.0
	A 8.00	G 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 13.10
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 37	B 16.00	FC= 291.0	PT 1.309	PW 0.0	QB 0.0 QCAL= 12.44
	H 16.00	FT= 24.7	SFY= 2800.	AW 0.0	QBS 0.0 N 30.00
	D 12.70	EC= 2.533	1-2-R13	SW =999.00	QS = 0.0
	A 16.00	G 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 10.00
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 38	B 16.00	FC= 291.0	PT 1.309	PW 0.0	QB 0.0 QCAL= 8.29
	H 16.00	FT= 24.7	SFY= 2800.	AW 0.0	QBS 0.0 N = 30.00
	D 12.70	EC= 2.533	1-2-R13	SW =999.00	QS 0.0
	A 24.00	G 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 9.54
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 39	B = 16.00	FC= 291.0	PT 1.309	PW 0.0	QB 0.0 QCAL= 3.79
	H = 16.00	FT= 24.7	SFY= 2800.	AW 0.0	QBS 0.0 N 0.0
	D = 12.70	EC= 2.533	1-2-R13	SW =999.00	QS 0.0
	A = 24.00	G 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 4.79
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 40	B 16.00	FC= 291.0	PT 1.309	PW 0.0	QB 0.0 QCAL= 24.87
	H 16.00	FT= 24.7	SFY= 2800.	AW 0.0	QBS 0.0 N 30.00
	D 12.70	EC= 2.533	1-2-R13	SW =999.00	QS 0.0
	A 8.00	G 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 12.70
OHONO	(A= 0.0)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 41	B	16.00 FC= 291.0	PT 1.309	PW 0.0 QB	0.0 QCAL= 11.70
	H	16.00 FT= 24.7 SFY= 2800.	AW 0.0 QBS	0.0 N	30.00
	D	12.70 EC= 2.533	1-2-R13	SW =999.00 QS	0.0
	A	17.00 G 2.300		Wfy= 2400. QMAX=	9.40
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 42	B	16.00 FC= 291.0	PT 1.309	PW 0.0 QB	0.0 QCAL= 3.89
	H	16.00 FT= 24.7 SFY= 3050.	AW 0.0 QBS	0.0 N	= 0.0
	D	12.70 EC= 2.533	1-2-R13	SW =999.00 QS	0.0
	A	25.00 G 2.300		Wfy= 2400. QMAX=	4.80
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 43	B	16.00 FC= 291.0	PT 1.309	PW 0.0 QB	0.0 QCAL= 3.89
	H	16.00 FT= 24.7 SFY= 3050.	AW 0.0 QBS	0.0 N	0.0
	D	12.70 EC= 2.533	1-2-R13	SW =999.00 QS	0.0
	A	25.00 G 2.300		Wfy= 2400. QMAX=	4.80
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 44	B	16.00 FC= 213.0	PT 1.309	PW 0.0 QB	0.0 QCAL= 18.71
	H	16.00 FT= 19.7 SFY= 3050.	AW 0.0 QBS	0.0 N	- 12.90
	D	12.70 EC= 2.167	1-2-R13	SW =999.00 QS	0.0
	A	8.00 G = 2.300		Wfy= 2400. QMAX=	9.10
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 45	B	16.00 FC= 213.0	PT 1.309	PW 0.0 QB	0.0 QCAL= 8.81
	H	16.00 FT= 19.7 SFY= 3050.	AW 0.0 QBS	0.0 N	= 12.90
	D	12.70 EC= 2.167	1-2-R13	SW =999.00 QS	0.0
	A	17.00 G 2.300		Wfy= 2400. QMAX=	7.00
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 46	B	16.00 FC= 213.0	PT = 1.309	PW 0.0 QB	0.0 QCAL= 5.99
	H	16.00 FT= 19.7 SFY= 3050.	AW = 0.0 QBS	0.0 N	12.90
	D	12.70 EC= 2.167	1-2-R13	SW =999.00 QS	0.0
	A	25.00 G 2.300		Wfy= 2400. QMAX=	7.10
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 47	B	16.00 FC= 213.0	PT 1.309	PW 0.0 QB	0.0 QCAL= 2.72
	H	16.00 FT= 19.7 SFY= 3050.	AW 0.0 QBS	0.0 N	- 0.0
	D	12.70 EC= 2.167	1-2-R13	SW =999.00 QS	0.0
	A	34.00 G 2.300		Wfy= 2400. QMAX=	6.00
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 48	B	16.00 FC= 197.0	PT 1.309	PW 0.0 QB	0.0 QCAL= 11.44
	H	16.00 FT= 19.4 SFY= 3050.	AW 0.0 QBS	0.0 N	0.0
	D	12.70 EC= 2.084	1-2-R13	SW =999.00 QS	0.0
	A	8.00 G 2.300		Wfy= 2400. QMAX=	6.60
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 49	B	16.00 FC= 197.0	PT = 1.309	PW 0.0 QB	0.0 QCAL= 5.38
	H	16.00 FT= 19.4 SFY= 3050.	AW 0.0 QBS	0.0 N	0.0
	D	12.70 EC= 2.084	1-2-R13	SW =999.00 QS	0.0
	A	17.00 G 2.300		Wfy= 2400. QMAX=	6.50
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 50	B	16.00 FC= 197.0	PT 1.309	PW 0.0 QB	0.0 QCAL= 3.66
	H	16.00 FT= 19.4 SFY= 3050.	AW 0.0 QBS	0.0 N	- 0.0
	D	12.70 EC= 2.084	1-2-R13	SW =999.00 QS	0.0
	A	25.00 G 2.300		Wfy= 2400. QMAX=	3.80
OHONO	(A= 0.0)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 51	B	16.00 FC= 197.0	PT = 1.309	PW 0.0	QB 0.0
	H	16.00 FT= 19.4	SFY= 3050.	AW 0.0	QBS 0.0
	D	12.70 EC= 2.084	1-2-R13	SW =999.00	QS 0.0
	A	34.00 G 2.300		Wfy= 2400.	QMAX= 3.90
OHONO	(A= 0.0)				
NO. 52	B	10.10 FC= 303.0	PT = 1.648	PW 0.0	QB = 0.0
	H	15.10 FT= 25.1	SFY= 3980.	AW 0.0	QBS 0.0
	D	12.80 EC= 2.585	1-3-D10	SW =999.00	QS 3.60
	A	8.00 G - 2.300		Wfy= 2400.	QMAX= 6.30
WAKABAYASI	(A= 0.0)				
NO. 53	B	10.10 FC= 290.0	PT = 1.648	PW 0.0	QB = 0.0
	H	15.10 FT= 24.5	SFY= 3998.	AW 0.0	QBS 0.0
	D	12.80 EC= 2.529	1-3-D10	SW =999.00	QS 2.20
	A	15.00 G - 2.300		Wfy= 2400.	QMAX= 4.03
WAKABAYASI	(A= 0.0)				
NO. 54	B	10.10 FC= 322.0	PT = 1.648	PW 0.0	QB 0.0
	H	15.10 FT= 26.1	SFY= 3833.	AW 0.0	QBS 0.0
	D	12.80 EC= 2.665	1-3-D10	SW =999.00	QS = 1.75
	A	30.00 G 2.300		Wfy= 2400.	QMAX= 1.85
WAKABAYASI	(A= 0.0)				
NO. 55	B	10.00 FC= 324.0	PT = 1.664	PW = 0.0	QB = 0.0
	H	15.10 FT= 26.2	SFY= 3875.	AW = 0.0	QBS 0.0
	D	12.80 EC= 2.673	1-3-D10	SW =999.00	QS 1.60
	A	45.00 G 2.300		Wfy= 2400.	QMAX= 1.60
WAKABAYASI	(A= 0.0)				
NO. 56	B	10.20 FC= 296.0	PT = 1.631	PW 0.0	QB = 0.0
	H	15.10 FT= 24.8	SFY= 3986.	AW 0.0	QBS = 0.0
	D	12.80 EC= 2.555	1-3-D10	SW =999.00	QS = 8.00
	A	8.00 G 2.300		Wfy= 2400.	QMAX= 8.60
WAKABAYASI	(A= 0.0)				
NO. 57	B	10.20 FC= 287.0	PT = 1.644	PW 0.0	QB 0.0
	H	15.00 FT= 24.3	SFY= 3909.	AW 0.0	QBS 0.0
	D	12.70 EC= 2.516	1-3-D10	SW =999.00	QS 6.30
	A	15.00 G 2.300		Wfy= 2400.	QMAX= 6.70
WAKABAYASI	(A= 0.0)				
NO. 58	B	10.10 FC= 302.0	PT = 1.661	PW = 0.0	QB 0.0
	H	15.00 FT= 25.1	SFY= 3979.	AW = 0.0	QBS 0.0
	D	12.70 EC= 2.581	1-3-D10	SW =999.00	QS 3.80
	A	30.00 G 2.300		Wfy= 2400.	QMAX= 4.30
WAKABAYASI	(A= 0.0)				
NO. 59	B	10.10 FC= 311.0	PT = 1.661	PW 0.0	QB 0.0
	H	15.00 FT= 25.5	SFY= 3958.	AW 0.0	QBS = 0.0
	D	12.70 EC= 2.619	1-3-D10	SW =999.00	QS = 3.20
	A	45.00 G 2.300		Wfy= 2400.	QMAX= 3.30
WAKABAYASI	(A= 0.0)				
NO. 60	B	10.30 FC= 333.0	PT = 1.616	PW 0.166	QB 0.0
	H	15.10 FT= 26.6	SFY= 3951.	AW 0.130	QBS 0.0
	D	12.80 EC= 2.710	1-3-D10	SW 8.00	QS = 3.30
	A	8.00 G = 2.300		Wfy= 3886.	QMAX= 6.40
WAKABAYASI	(A= 0.0)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 61	B 10.10 H 15.00 D 12.70 A 15.00	FC= 335.0 FT= 26.8 EC= 2.718 G 2.300	PT 1.661 SFY= 3972. 1-3-D10	PW = 0.169 AW = 0.130 SW 8.00 WFY= 3886.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS 2.40 QMAX= 4.85 QCAL= 6.38 N - 0.0
WAKABAYASI(A= 0.0)					
NO. 62	B 10.10 H 15.10 D 12.80 A 30.00	FC= 325.0 FT= 26.3 EC= 2.677 G 2.300	PT = 1.648 SFY= 4090. 1-3-D10	PW 0.169 AW 0.130 SW 8.00 WFY= 3886.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 1.80 QMAX= 3.00 QCAL= 3.30 N = 0.0
WAKABAYASI(A= 0.0)					
NO. 63	B 10.20 H 15.00 D 12.70 A 45.00	FC= 359.0 FT= 27.9 EC= 2.814 G 2.300	PT 1.644 SFY= 3743. 1-3-D10	PW 0.167 AW 0.130 SW = 8.00 WFY= 3886.	QB 0.0 QBS 0.0 QS = 1.80 QMAX= 1.90 QCAL= 2.02 N 0.0
WAKABAYASI(A= 0.0)					
NO. 64	B 10.00 H 15.00 D 12.70 A 8.00	FC= 336.0 FT= 26.8 EC= 2.722 G 2.300	PT 1.677 SFY= 3923. 1-3-D10	PW 0.171 AW 0.130 SW = 8.00 WFY= 3886.	QB = 0.0 QBS 0.0 QS 7.60 QMAX= 7.90 QCAL= 20.89 N 20.00
WAKABAYASI(A= 0.0)					
NO. 65	B 10.10 H 15.00 D 12.70 A 15.00	FC= 333.0 FT= 26.6 EC= 2.710 G 2.300	PT 1.661 SFY= 3875. 1-3-D10	PW 0.169 AW 0.130 SW 8.00 WFY= 3886.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 6.00 QMAX= 6.00 QCAL= 11.11 N 20.00
WAKABAYASI(A= 0.0)					
NO. 66	B 10.20 H 15.10 D 12.80 A 30.00	FC= 342.0 FT= 27.1 EC= 2.746 G 2.300	PT 1.631 SFY= 3840. 1-3-D10	PW 0.167 AW 0.130 SW 8.00 WFY= 3482.	QB = 0.0 QBS - 0.0 QS 4.10 QMAX= 4.20 QCAL= 5.66 N = 20.00
WAKABAYASI(A= 0.0)					
NO. 67	B 10.10 H 15.00 D 12.70 A 45.00	FC= 319.0 FT= 25.9 EC= 2.652 G 2.300	PT = 1.661 SFY= 3833. 1-3-D10	PW 0.169 AW 0.130 SW 8.00 WFY= 3482.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 2.95 QMAX= 3.00 QCAL= 3.59 N 20.00
WAKABAYASI(A= 0.0)					
NO. 68	B 10.20 H 15.10 D 12.80 A 30.00	FC= 388.0 FT= 29.4 EC= 2.925 G 2.300	PT 1.631 SFY= 3840. 1-3-D10	PW 0.167 AW 0.130 SW 8.00 WFY= 3482.	QB 0.0 QBS = 0.0 QS = 1.70 QMAX= 2.67 QCAL= 3.15 N = 0.0
WAKABAYASI(A= 0.0)					
NO. 69	B 10.20 H 15.00 D 12.70 A 30.00	FC= 387.0 FT= 29.3 EC= 2.921 G 2.300	PT = 1.644 SFY= 3937. 1-3-D10	PW 0.167 AW 0.130 SW 8.00 WFY= 3482.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 4.60 QMAX= 4.95 QCAL= 5.81 N 25.00
WAKABAYASI(A= 0.0)					
NO. 70	B 10.80 H 15.00 D 12.70 A 30.00	FC= 379.0 FT= 28.9 EC= 2.891 G 2.300	PT = 1.661 SFY= 3865. 1-3-D10	PW 0.338 AW = 0.130 SW 4.00 WFY= 3482.	QB = 0.0 QBS 0.0 QS 4.40 QMAX= 5.05 QCAL= 6.26 N 23.00
WAKABAYASI(A= 0.0)					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT	
NO. 71	B 10.30 H 15.00 D 12.70 A 30.00	FC= 361.0 FT= 28.0 EC= 2.821 G = 2.300	PT 1.628 SFY= 3791. 1-3-D10	PW 0.331 AW 0.130 SW 4.00 WFY= 3453.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 3.06 QMAX= 4.02	QCAL= 4.63 N 35.00
WAKABAYASI(A= 0.0)						
NO. 72	B 10.20 H 15.00 D 12.70 A 45.00	FC= 367.0 FT= 28.3 EC= 2.845 G = 2.300	PT 1.644 SFY= 4034. 1-3-D10	PW 0.335 AW 0.130 SW 4.00 WFY= 3532.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 1.90 QMAX= 2.00	QCAL= 2.17 N = 0.0
WAKABAYASI(A= 0.0)						
NO. 73	B 10.20 H 15.00 D 12.70 A 45.00	FC= 375.0 FT= 28.8 EC= 2.876 G = 2.300	PT 1.644 SFY= 3986. 1-3-D10	PW 0.335 AW 0.130 SW 4.00 WFY= 3482.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 1.60 QMAX= 2.00	QCAL= 2.15 N = 0.0
WAKABAYASI(A= 0.0)						
NO. 74	B 10.10 H 15.00 D 12.70 A 45.00	FC= 347.0 FT= 27.3 EC= 2.766 G = 2.300	PT 1.661 SFY= 3826. 1-3-D10	PW 0.338 AW 0.130 SW 4.00 WFY= 3532.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 0.0 QMAX= 3.72	QCAL= 3.73 N 20.00
WAKABAYASI(A= 0.0)						
NO. 75	B = 20.00 H = 20.00 D = 17.30 A 50.00	FC= 210.0 FT= 20.5 EC= 2.152 G = 2.300	PT = 1.150 SFY= 4040. 1-2-D15	PW 0.280 AW 0.560 SW 10.00 WFY= 3000.	QB 2.00 QBS 0.0 QS 3.00 QMAX= 5.70	QCAL= 4.96 N = 0.0
SUTABU (A= 0.0)						
NO. 76	B 20.00 H 20.00 D 17.30 A 50.00	FC= 230.0 FT= 21.5 EC= 2.252 G = 2.300	PT 1.026 SFY= 3550. 1-5-D10	PW 0.280 AW = 0.560 SW 10.00 WFY= 4860.	QB 1.00 QBS = 0.0 QS = 3.50 QMAX= 5.10	QCAL= 4.56 N 4.00
SUTABU (A= 0.0)						
NO. 77	B 20.00 H 20.00 D 17.30 A = 50.00	FC= 230.0 FT= 21.5 EC= 2.252 G = 2.300	PT = 1.026 SFY= 3550. 1-5-D10	PW 0.280 AW 0.560 SW 10.00 WFY= 4860.	QB 0.50 QBS 0.0 QS 2.50 QMAX= 5.30	QCAL= 5.12 N 8.00
SUTABU (A= 0.0)						
NO. 78	B 20.00 H 20.00 D 17.00 A 50.00	FC= 213.3 FT= 20.7 EC= 1.680 G = 1.940	PT 1.165 SFY= 3840. 1-2-D16	PW 0.130 AW 0.260 SW 10.00 WFY= 3270.	QB 3.50 QBS 5.00 QS 7.20 QMAX= 7.25	QCAL= 6.66 N = 16.00
SUTABU (A= 0.0)						
NO. 79	B = 20.00 H 20.00 D 17.00 A 50.00	FC= 213.3 FT= 20.7 EC= 1.680 G = 1.940	PT 2.276 SFY= 3650. 1-2-D22	PW = 0.280 AW 0.560 SW 10.00 WFY= 3270.	QB 4.00 QBS = 4.50 QS 7.25 QMAX= 9.75	QCAL= 10.27 N 16.00
SUTABU (A= 0.0)						
NO. 80	B 20.00 H 20.00 D 17.00 A 50.00	FC= 213.3 FT= 20.7 EC= 1.680 G = 1.940	PT 2.276 SFY= 3650. 1-2-D22	PW 0.560 AW 0.560 SW 5.00 WFY= 3270.	QB 3.50 QBS 5.00 QS 7.00 QMAX= 10.75	QCAL= 10.27 N 16.00
SUTABU (A= 0.0)						

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 81	B 20.00	FC= 213.3	PT 1.171	PW 0.280	QB 4.25
	H 20.00	FT= 20.7	SFY= 3840.	AW 0.560	QBS 7.25
	D 17.00	EC= 1.680	1-2-D16	SW - 10.00	QS - 7.80
	A 50.00	G 1.940		Wfy= 3270.	QMAX= 9.00
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 82	B 20.00	FC= 213.3	PT 2.276	PW 0.280	QB 6.00
	H 20.00	FT= 20.7	SFY= 3650.	AW 0.560	QBS - 7.50
	D 17.00	EC= 1.680	1-2-D22	SW 10.00	QS 8.40
	A 50.00	G 1.940		Wfy= 3270.	QMAX= 10.10
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 83	B 20.00	FC= 213.3	PT - 2.276	PW 0.560	QB 4.50
	H 20.00	FT= 20.7	SFY= 3650.	AW - 0.560	QBS 8.00
	D 17.00	EC= 1.680	1-2-D22	SW - 5.00	QS 9.00
	A 50.00	G 1.940		Wfy= 3270.	QMAX= 11.90
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 84	B 20.00	FC= 213.3	PT 2.276	PW - 0.560	QB - 5.00
	H 20.00	FT= 20.7	SFY= 4950.	AW 0.560	QBS 8.00
	D 17.00	EC= 1.680	1-2-D22	SW - 5.00	QS 11.25
	A 50.00	G 1.940		Wfy= 3270.	QMAX= 11.30
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 85	B 20.00	FC= 228.4	PT 1.171	PW 0.280	QB 3.50
	H 20.00	FT= 21.4	SFY= 3940.	AW 0.560	QBS 4.50
	D 17.00	EC= 1.554	1-2-D16	SW 10.00	QS 6.50
	A 50.00	G 1.800		Wfy= 3270.	QMAX= 8.35
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 86	B 20.00	FC= 228.4	PT 2.276	PW 0.280	QB 3.50
	H 20.00	FT= 21.4	SFY= 3650.	AW 0.560	QBS 6.00
	D 17.00	EC= 1.554	1-2-D22	SW 10.00	QS 7.00
	A 50.00	G = 1.800		Wfy= 3270.	QMAX= 10.75
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 87	B 20.00	FC= 228.4	PT 2.276	PW 0.560	QB 3.50
	H 20.00	FT= 21.4	SFY= 3650.	AW 0.560	QBS 6.00
	D 17.00	EC= 1.554	1-2-D22	SW 5.00	QS 7.00
	A 50.00	G - 1.800		Wfy= 3270.	QMAX= 11.65
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 88	B 20.00	FC= 228.4	PT 1.171	PW 0.280	QB 5.50
	H 20.00	FT= 21.4	SFY= 3840.	AW 0.560	QBS 7.50
	D 17.00	EC= 1.554	1-2-D16	SW - 10.00	QS - 9.75
	A 50.00	G - 1.800		Wfy= 3270.	QMAX= 10.00
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 89	B 20.00	FC= 228.4	PT 2.276	PW 0.280	QB 5.15
	H 20.00	FT= 21.4	SFY= 3650.	AW 0.560	QBS 7.50
	D 17.00	EC= 1.554	1-2-D22	SW 10.00	QS 9.00
	A 50.00	G - 1.800		Wfy= 3270.	QMAX= 12.50
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 90	B 20.00	FC= 228.4	PT 2.276	PW 0.560	QB 5.25
	H 20.00	FT= 21.4	SFY= 3650.	AW 0.560	QBS 7.50
	D 17.00	EC= 1.554	1-2-D22	SW - 5.00	QS - 10.00
	A 50.00	G = 1.800		Wfy= 3270.	QMAX= 13.65
SUTABU	(A= 0.0)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 91	B = 20.00 H = 20.00 D = 17.00 A = 50.00 (A = 0.0)	FC= 228.4 FT= 21.4 EC= 1.554 G = 1.800	PT = 2.276 SFY= 4950. 1-2-D22	PW 0.560 AW 0.560 SW = 5.00 WFY= 3270.	QB 4.50 QBS 7.50 QS = 10.00 QMAX= 14.50 QCAL= 13.39 N 40.00
SUTABU					
NO. 92	B = 20.00 H = 20.00 D = 17.00 A = 50.00 (A = 0.0)	FC= 267.0 FT= 23.3 EC= 1.680 G = 1.800	PT = 2.276 SFY= 3650. 1-2-D22	PW 0.280 AW = 0.560 SW = 10.00 WFY= 3270.	QB 3.00 QBS = 6.00 QS = 6.50 QMAX= 9.75 QCAL= 10.41 N 16.00
SUTABU					
NO. 93	B = 20.00 H = 20.00 D = 17.00 A = 50.00 (A = 0.0)	FC= 267.0 FT= 23.3 EC= 1.680 G = 1.800	PT = 2.276 SFY= 3650. 1-2-D22	PW 0.560 AW 0.560 SW = 5.00 WFY= 3270.	QB = 3.00 QBS = 5.00 QS = 6.00 QMAX= 11.25 QCAL= 10.41 N = 16.00
SUTABU					
NO. 94	B = 20.00 H = 20.00 D = 17.00 A = 50.00 (A = 0.0)	FC= 267.0 FT= 23.3 EC= 1.680 G = 1.800	PT = 1.171 SFY= 3840. 1-2-D16	PW = 0.280 AW = 0.560 SW 10.00 WFY= 3270.	QB 4.50 QBS 9.00 QS 10.00 QMAX= 10.40 QCAL= 8.86 N 40.00
SUTABU					
NO. 95	B = 20.00 H = 20.00 D = 17.00 A = 50.00 (A = 0.0)	FC= 267.0 FT= 23.3 EC= 1.680 G = 1.800	PT = 2.276 SFY= 3650. 1-2-D22	PW 0.280 AW = 0.560 SW = 10.00 WFY= 3270.	QB 5.00 QBS 8.00 QS = 9.00 QMAX= 12.35 QCAL= 12.49 N 40.00
SUTABU					
NO. 96	B = 20.00 H = 20.00 D = 17.00 A = 50.00 (A = 0.0)	FC= 267.0 FT= 23.3 EC= 1.680 G = 1.800	PT = 2.276 SFY= 3650. 1-2-D22	PW = 0.560 AW = 0.560 SW = 5.00 WFY= 3270.	QB = 5.00 QBS 9.00 QS 10.00 QMAX= 13.20 QCAL= 12.49 N 40.00
SUTABU					
NO. 97	B = 20.00 H = 20.00 D = 17.00 A = 50.00 (A = 0.0)	FC= 267.0 FT= 23.3 EC= 1.680 G = 1.800	PT = 2.276 SFY= 4950. 1-2-D22	PW = 0.560 AW = 0.560 SW = 5.00 WFY= 3270.	QB 3.50 QBS 5.00 QS = 8.00 QMAX= 13.50 QCAL= 12.98 N = 16.00
SUTABU					
NO. 98	B = 20.00 H = 20.00 D = 17.00 A = 50.00 (A = 0.0)	FC= 297.0 FT= 24.8 EC= 1.513 G = 1.620	PT 2.276 SFY= 3650. 1-2-D22	PW = 0.280 AW 0.560 SW = 10.00 WFY= 3270.	QB = 3.00 QBS 5.00 QS = 5.50 QMAX= 8.50 QCAL= 10.48 N = 16.00
SUTABU					
NO. 99	B = 20.00 H = 20.00 D = 17.00 A = 50.00 (A = 0.0)	FC= 297.0 FT= 24.8 EC= 1.513 G = 1.620	PT 2.276 SFY= 3650. 1-2-D22	PW 0.560 AW = 0.560 SW = 5.00 WFY= 3270.	QB = 2.50 QBS 5.00 QS 6.00 QMAX= 11.50 QCAL= 10.48 N = 16.00
SUTABU					
NO. 100	B = 20.00 H = 20.00 D = 17.00 A = 50.00 (A = 0.0)	FC= 297.0 FT= 24.8 EC= 1.513 G = 1.620	PT = 2.276 SFY= 3650. 1-2-D22	PW = 0.280 AW = 0.560 SW = 10.00 WFY= 3270.	QB = 4.00 QBS = 7.00 QS = 9.00 QMAX= 11.20 QCAL= 12.81 N = 40.00
SUTABU					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 101	B	20.00 FC= 297.0	PT 2.276	PW = 0.560	QB = 4.50 QCAL= 12.81
	H	20.00 FT= 24.8	SFY= 3650.	AW = 0.560	QBS = 8.00 N = 40.00
	D	17.00 EC= 1.513	1-2-D22	SW = 5.00	QS = 9.00
	A	50.00 G = 1.620		WFY= 3270.	QMAX= 13.50
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 102	B	20.00 FC= 297.0	PT 2.276	PW = 0.560	QB = 3.50 QCAL= 13.08
	H	20.00 FT= 24.8	SFY= 4950.	AW = 0.560	QBS = 6.00 N = 16.00
	D	17.00 EC= 1.513	1-2-D22	SW = 5.00	QS = 7.00
	A	50.00 G 1.620		WFY= 3270.	QMAX= 13.70
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 103	B	15.00 FC= 215.0	PT 0.656	PW 0.373	QB = 2.75 QCAL= 3.60
	H	15.00 FT= 20.8	SFY= 3230.	AW 0.560	QBS = 0.0 N = 22.50
	D	13.00 EC= 2.177	1-2-R 9	SW = 10.00	QS = 4.80
	A	35.00 G = 2.300		WFY= 3500.	QMAX= 4.80
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 104	B	15.00 FC= 215.0	PT = 0.656	PW = 0.373	QB = 2.75 QCAL= 3.60
	H	15.00 FT= 20.8	SFY= 3230.	AW 0.560	QBS = 0.0 N = 22.50
	D	13.00 EC= 2.177	1-2-R 9	SW 10.00	QS = 4.60
	A	35.00 G 2.300		WFY= 3500.	QMAX= 4.60
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 105	B	15.00 FC= 215.0	PT = 0.656	PW 0.373	QB = 3.00 QCAL= 3.60
	H	15.00 FT= 20.8	SFY= 3230.	AW = 0.560	QBS = 0.0 N = 22.50
	D	13.00 EC= 2.177	1-2-R 9	SW = 10.00	QS = 4.60
	A	35.00 G = 2.300		WFY= 3500.	QMAX= 4.60
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 106	B	15.00 FC= 215.0	PT = 0.656	PW 0.747	QB = 2.25 QCAL= 3.60
	H	15.00 FT= 20.8	SFY= 3230.	AW = 0.560	QBS = 0.0 N = 22.50
	D	13.00 EC= 2.177	1-2-R 9	SW = 5.00	QS = 5.00
	A	35.00 G 2.300		WFY= 3500.	QMAX= 5.00
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 107	B	15.00 FC= 215.0	PT 0.656	PW 0.747	QB = 2.50 QCAL= 3.60
	H	15.00 FT= 20.8	SFY= 3230.	AW 0.560	QBS = 0.0 N = 22.50
	D	13.00 EC= 2.177	1-2-R 9	SW 5.00	QS = 5.40
	A	35.00 G 2.300		WFY= 3500.	QMAX= 5.80
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 108	B	15.00 FC= 215.0	PT 0.656	PW = 0.747	QB = 2.50 QCAL= 3.60
	H	15.00 FT= 20.8	SFY= 3230.	AW = 0.560	QBS = 0.0 N = 22.50
	D	13.00 EC= 2.177	1-2-R 9	SW = 5.00	QS = 0.0
	A	35.00 G 2.300		WFY= 3500.	QMAX= 5.70
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 109	B	15.00 FC= 248.0	PT = 0.728	PW = 0.373	QB = 1.25 QCAL= 2.96
	H	15.00 FT= 22.4	SFY= 3150.	AW 0.560	QBS = 0.0 N = 9.00
	D	13.00 EC= 2.338	1-2-D10	SW 10.00	QS = 4.00
	A	35.00 G 2.300		WFY= 3500.	QMAX= 4.20
SUTABU	(A= 0.0)				
NO. 110	B	15.00 FC= 248.0	PT 0.728	PW = 0.373	QB = 2.25 QCAL= 4.02
	H	15.00 FT= 22.4	SFY= 3150.	AW 0.560	QBS = 0.0 N = 22.50
	D	13.00 EC= 2.338	1-2-D10	SW 10.00	QS = 0.0
	A	35.00 G 2.300		WFY= 3500.	QMAX= 5.50
SUTABU	(A= 0.0)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 111	B 15.00 H 15.00 D 13.00 A 35.00 (A= 0.0)	FC= 248.0 FT= 22.4 EC= 2.338 G = 2.300	PT = 0.728 SFY= 3150. 1-2-D10	PW 0.373 AW 0.560 SW - 10.00 WFY= 3500.	QB = 3.00 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 6.00 QCAL= 4.02 N = 22.50
SUTABU					
NO. 112	B 15.00 H 15.00 D 13.00 A 35.00 (A= 0.0)	FC= 248.0 FT= 22.4 EC= 2.338 G = 2.300	PT 0.728 SFY= 3150. 1-2-D10	PW 0.373 AW 0.560 SW 10.00 WFY= 3500.	QB 2.00 QBS 0.0 QS 0.0 QMAX= 6.20 QCAL= 4.02 N = 22.50
SUTABU					
NO. 113	B 15.00 H 15.00 D 13.00 A 35.00 (A= 0.0)	FC= 248.0 FT= 22.4 EC= 2.338 G 2.300	PT = 0.728 SFY= 3150. 1-2-D10	PW 0.747 AW 0.560 SW 5.00 WFY= 3500.	QB 2.50 QBS 0.0 QS = 5.60 QMAX= 6.10 QCAL= 4.02 N 22.50
SUTABU					
NO. 114	B 15.00 H 15.00 D 13.00 A 35.00 (A= 0.0)	FC= 248.0 FT= 22.4 EC= 2.338 G - 2.300	PT 0.728 SFY= 3150. 1-2-D10	PW 0.747 AW - 0.560 SW 5.00 WFY= 3500.	QB 3.00 QBS - 0.0 QS - 5.60 QMAX= 6.70 QCAL= 4.02 N 22.50
SUTABU					
NO. 115	B 15.00 H 15.00 D 13.00 A 35.00 (A= 0.0)	FC= 248.0 FT= 22.4 EC= 2.338 G = 2.300	PT = 0.728 SFY= 3150. 1-2-D10	PW 0.747 AW 0.560 SW 5.00 WFY= 3500.	QB 3.00 QBS 0.0 QS 5.60 QMAX= 6.30 QCAL= 4.02 N = 22.50
SUTABU					
NO. 116	B 20.00 H 20.00 D 17.00 A 50.00 (A= 0.0)	FC= 224.0 FT= 21.2 EC= 2.222 G 2.300	PT = 0.747 SFY= 3485. 1-2-D13	PW 0.332 AW = 0.660 SW 10.00 WFY= 3220.	QB 5.00 QBS 7.50 QS 7.75 QMAX= 8.25 QCAL= 6.56 N = 40.00
SUTABU					
NO. 117	B 20.00 H 20.00 D 17.00 A 50.00 (A= 0.0)	FC= 224.0 FT= 21.2 EC= 2.222 G = 2.300	PT = 1.171 SFY= 3645. 1-2-D13	PW 0.332 AW 0.660 SW 10.00 WFY= 3220.	QB 5.00 QBS 7.50 QS 8.00 QMAX= 9.50 QCAL= 8.00 N 40.00
SUTABU					
NO. 118	B 20.00 H 20.00 D 17.00 A 50.00 (A= 0.0)	FC= 224.0 FT= 21.2 EC= 2.222 G = 2.300	PT 1.688 SFY= 3655. 1-2-D19	PW - 0.332 AW 0.660 SW - 10.00 WFY= 3220.	QB 5.50 QBS 8.00 QS - 8.50 QMAX= 11.50 QCAL= 9.80 N 40.00
SUTABU					
NO. 119	B 20.00 H 20.00 D 17.00 A 50.00 (A= 0.0)	FC= 224.0 FT= 21.2 EC= 2.222 G 2.300	PT 2.276 SFY= 3520. 1-2-D22	PW = 0.332 AW = 0.660 SW 10.00 WFY= 3220.	QB = 5.00 QBS 8.00 QS = 8.50 QMAX= 12.75 QCAL= 11.60 N 40.00
SUTABU					
NO. 120	B 12.00 H 12.00 D 9.10 A 36.00 (A= 0.0)	FC= 189.0 FT= 18.9 EC= 2.041 G 2.300	PT 5.549 SFY= 3300. 2-5-R9	PW = 0.0 AW = 0.0 SW = 999.00 WFY= 2400.	QB 0.0 QBS 0.0 QS - 0.0 QMAX= 2.87 QCAL= 4.04 N = 17.30
TUBOI					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT	
NO. 121	B 12.00	FC= 189.0	PT = 5.549	PW = 0.0	QB = 0.0	QCAL= 4.21
	H 12.00	FT= 18.9	SFY= 3300.	AW = 0.0	QBS = 0.0	N = 7.60
	D 9.10	EC= 2.041	2-5-R 9	SW =999.00	QS = 0.0	
	A 36.00	G = 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 2.53	
TUBOI	(A= 0.0)					
NO. 122	B 12.00	FC= 189.0	PT = 5.549	PW = 0.0	QB = 0.0	QCAL= 3.91
	H 12.00	FT= 18.9	SFY= 3300.	AW = 0.0	QBS = 0.0	N = 3.30
	D 9.10	EC= 2.041	2-5-R 9	SW =999.00	QS = 0.0	
	A 36.00	G = 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 2.22	
TUBOI	(A= 0.0)					
NO. 123	B 12.00	FC= 189.0	PT = 5.549	PW = 0.0	QB = 0.0	QCAL= 3.79
	H 12.00	FT= 18.9	SFY= 3300.	AW = 0.0	QBS = 0.0	N = 1.80
	D 9.10	EC= 2.041	2-5-R 9	SW =999.00	QS = 0.0	
	A 36.00	G = 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 1.82	
TUBOI	(A= 0.0)					
NO. 124	B 12.00	FC= 189.0	PT = 5.549	PW = 0.0	QB = 0.0	QCAL= 3.65
	H 12.00	FT= 18.9	SFY= 3300.	AW = 0.0	QBS = 0.0	N = 0.0
	D 9.10	EC= 2.041	2-5-R 9	SW =999.00	QS = 0.0	
	A 36.00	G = 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 1.67	
TUBOI	(A= 0.0)					
NO. 125	B 12.00	FC= 189.0	PT = 5.549	PW = 0.0	QB = 0.0	QCAL= 3.82
	H 12.00	FT= 18.9	SFY= 3300.	AW = 0.0	QBS = 0.0	N = 20.30
	D 9.10	EC= 2.041	2-5-R 9	SW =999.00	QS = 0.0	
	A 36.00	G = 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 3.39	
TUBOI	(A= 0.0)					
NO. 126	B 12.00	FC= 241.0	PT = 5.549	PW = 0.0	QB = 0.0	QCAL= 4.20
	H 12.00	FT= 22.0	SFY= 3300.	AW = 0.0	QBS = 0.0	N = 6.30
	D 9.10	EC= 2.305	2-5-R 9	SW =999.00	QS = 0.0	
	A 36.00	G = 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 2.99	
TUBOI	(A= 0.0)					
NO. 127	B 12.00	FC= 241.0	PT = 5.549	PW = 0.0	QB = 0.0	QCAL= 4.02
	H 12.00	FT= 22.0	SFY= 3300.	AW = 0.0	QBS = 0.0	N = 3.80
	D 9.10	EC= 2.305	2-5-R 9	SW =999.00	QS = 0.0	
	A 36.00	G = 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 2.51	
TUBOI	(A= 0.0)					
NO. 128	B 12.00	FC= 241.0	PT = 5.549	PW = 0.0	QB = 0.0	QCAL= 3.90
	H 12.00	FT= 22.0	SFY= 3300.	AW = 0.0	QBS = 0.0	N = 2.30
	D 9.10	EC= 2.305	2-5-R 9	SW =999.00	QS = 0.0	
	A 36.00	G = 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 2.33	
TUBOI	(A= 0.0)					
NO. 129	B 12.00	FC= 241.0	PT = 5.549	PW = 0.0	QB = 0.0	QCAL= 3.72
	H 12.00	FT= 22.0	SFY= 3300.	AW = 0.0	QBS = 0.0	N = 0.0
	D 9.10	EC= 2.305	2-5-R 9	SW =999.00	QS = 0.0	
	A 36.00	G = 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 1.61	
TUBOI	(A= 0.0)					
NO. 130	B 12.00	FC= 164.0	PT = 5.549	PW = 0.0	QB = 0.0	QCAL= 6.09
	H 12.00	FT= 16.4	SFY= 3300.	AW = 0.0	QBS = 0.0	N = 6.00
	D 9.10	EC= 1.902	2-5-R 9	SW =999.00	QS = 0.0	
	A 24.00	G = 2.300		WFY= 2400.	QMAX= 3.02	
TUBOI	(A= 0.0)					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 131	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 36.00 (A= 0.0)	FC= 164.0 FT= 16.4 EC= 1.902 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.0 AW = 0.0 SW =999.00 WFY= 2400.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 2.10 QCAL= 4.08 N = 6.30
TUBOI					
NO. 132	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 48.00 (A= 0.0)	FC= 164.0 FT= 16.4 EC= 1.902 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.0 AW = 0.0 SW =999.00 WFY= 2400.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 2.38 QCAL= 3.22 N = 9.50
TUBOI					
NO. 133	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 24.00 (A= 0.0)	FC= 220.0 FT= 21.0 EC= 2.202 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.0 AW = 0.0 SW =999.00 WFY= 2400.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 3.35 QCAL= 6.30 N = 6.70
TUBOI					
NO. 134	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 36.00 (A= 0.0)	FC= 220.0 FT= 21.0 EC= 2.202 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.0 AW = 0.0 SW =999.00 WFY= 2400.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 2.99 QCAL= 4.36 N = 8.90
TUBOI					
NO. 135	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 48.00 (A= 0.0)	FC= 220.0 FT= 21.0 EC= 2.202 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.0 AW = 0.0 SW =999.00 WFY= 2400.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 2.25 QCAL= 3.27 N = 9.00
TUBOI					
NO. 136	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 24.00 (A= 0.0)	FC= 191.0 FT= 19.1 EC= 2.052 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.0 AW = 0.560 SW =999.00 WFY= 3660.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 4.97 QCAL= 6.55 N = 9.90
TUBOI					
NO. 137	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 36.00 (A= 0.0)	FC= 191.0 FT= 19.1 EC= 2.052 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.519 AW = 0.560 SW = 9.00 WFY= 3660.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 4.20 QCAL= 4.38 N = 12.60
TUBOI					
NO. 138	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 48.00 (A= 0.0)	FC= 191.0 FT= 19.1 EC= 2.052 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.519 AW = 0.560 SW = 9.00 WFY= 3660.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 3.26 QCAL= 3.26 N = 13.00
TUBOI					
NO. 139	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 36.00 (A= 0.0)	FC= 181.0 FT= 18.1 EC= 1.998 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.519 AW = 0.560 SW = 9.00 WFY= 3660.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 2.94 QCAL= 4.18 N = 7.30
TUBOI					
NO. 140	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 36.00 (A= 0.0)	FC= 181.0 FT= 18.1 EC= 1.998 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.519 AW = 0.560 SW = 9.00 WFY= 3660.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 2.45 QCAL= 4.18 N = 7.30
TUBOI					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 141	B 12.00 H 12.00 D 9.10 A - 36.00 (A= 0.0)	FC= 181.0 FT= 18.1 EC= 1.998 G 2.300	PT - 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW 0.519 AW = 0.560 SW - 9.00 WFY= 3660.	QB - 0.0 QBS 0.0 QS - 0.0 QMAX= 2.78 QCAL= 3.96 N = 4.20
TUBOI					
NO. 142	B 12.00 H 12.00 D 9.10 A 36.00 (A= 0.0)	FC= 181.0 FT= 18.1 EC= 1.998 G 2.300	PT 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW 0.519 AW - 0.560 SW - 9.00 WFY= 3660.	QB = 0.0 QBS 0.0 QS - 0.0 QMAX= 2.83 QCAL= 3.86 N = 2.80
TUBOI					
NO. 143	B - 12.00 H 12.00 D 9.10 A 36.00 (A= 0.0)	FC= 181.0 FT= 18.1 EC= 1.998 G 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.519 AW 0.560 SW = 9.00 WFY= 3660.	QB = 0.0 QBS 0.0 QS - 0.0 QMAX= 3.16 QCAL= 3.64 N = 0.0
TUBOI					
NO. 144	B 12.00 H 12.00 D 9.10 A 36.00 (A= 0.0)	FC= 124.0 FT= 12.4 EC= 1.654 G 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.0 AW - 0.0 SW = 999.00 WFY= 3660.	QB = 0.0 QBS 0.0 QS 0.0 QMAX= 2.12 QCAL= 4.02 N = 6.40
TUBOI					
NO. 145	B 12.00 H 12.00 D 9.10 A = 36.00 (A= 0.0)	FC= 124.0 FT= 12.4 EC= 1.654 G 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW 0.519 AW = 0.560 SW - 9.00 WFY= 3660.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 0.0 QMAX= 2.82 QCAL= 4.05 N - 8.40
TUBOI					
NO. 146	B = 12.00 H 12.00 D 9.10 A 36.00 (A= 0.0)	FC= 124.0 FT= 12.4 EC= 1.654 G = 2.300	PT - 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW 0.519 AW 0.560 SW 9.00 WFY= 3660.	QB - 0.0 QBS 0.0 QS = 0.0 QMAX= 2.94 QCAL= 4.03 N 8.80
TUBOI					
NO. 147	B 12.00 H 12.00 D - 9.10 A 36.00 (A= 0.0)	FC= 124.0 FT= 12.4 EC= 1.654 G - 2.300	PT 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW 0.778 AW = 0.560 SW - 6.00 WFY= 3660.	QB 0.0 QBS 0.0 QS = 0.0 QMAX= 2.74 QCAL= 4.06 N 8.20
TUBOI					
NO. 148	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 36.00 (A= 0.0)	FC= 124.0 FT= 12.4 EC= 1.654 G = 2.300	PT 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW - 1.037 AW 0.560 SW - 5.00 WFY= 3660.	QB - 0.0 QBS = 0.0 QS 0.0 QMAX= 3.14 QCAL= 4.00 N - 9.40
TUBOI					
NO. 149	B = 12.00 H 12.00 D 9.10 A - 36.00 (A= 0.0)	FC= 124.0 FT= 12.4 EC= 1.654 G 2.300	PT 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW - 1.556 AW = 0.560 SW 3.00 WFY= 3660.	QB = 0.0 QBS 0.0 QS = 0.0 QMAX= 3.36 QCAL= 3.94 N = 10.10
TUBOI					
NO. 150	B 12.00 H 12.00 D 9.10 A - 36.00 (A= 0.0)	FC= 124.0 FT= 12.4 EC= 1.654 G 2.300	PT 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.248 AW = 0.560 SW 19.00 WFY= 3660.	QB = 0.0 QBS 0.0 QS - 0.0 QMAX= 3.86 QCAL= 3.83 N 11.60
TUBOI					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 151	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 36.00 (A= 0.0)	FC= 238.0 FT= 21.9 EC= 2.291 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.0 AW 0.0 SW =999.00 WFY= 2400.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 2.34 QCAL= 4.28 N 7.40
TUBOI					
NO. 152	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 36.00 (A= 0.0)	FC= 238.0 FT= 21.9 EC= 2.291 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.778 AW = 0.560 SW = 6.00 WFY= 2600.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 3.44 QCAL= 4.51 N - 10.90
TUBOI					
NO. 153	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 36.00 (A= 0.0)	FC= 238.0 FT= 21.9 EC= 2.291 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.778 AW = 0.560 SW = 6.00 WFY= 2600.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 3.28 QCAL= 4.48 N - 10.40
TUBOI					
NO. 154	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 36.00 (A= 0.0)	FC= 238.0 FT= 21.9 EC= 2.291 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.778 AW = 0.560 SW = 6.00 WFY= 2600.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 2.75 QCAL= 4.37 N 8.70
TUBOI					
NO. 155	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 36.00 (A= 0.0)	FC= 238.0 FT= 21.9 EC= 2.291 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.519 AW = 0.560 SW = 9.00 WFY= 2600.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 3.04 QCAL= 4.43 N = 9.60
TUBOI					
NO. 156	B = 12.00 H = 12.00 D = 9.10 A = 36.00 (A= 0.0)	FC= 238.0 FT= 21.9 EC= 2.291 G = 2.300	PT = 5.549 SFY= 3300. 2-5-R 9	PW = 0.389 AW = 0.560 SW = 12.00 WFY= 2600.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 0.0 QMAX= 3.60 QCAL= 1.53 N = 11.40
TUBOI					
NO. 157	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.95 A = 50.00 (A= 0.0)	FC= 363.0 FT= 30.6 EC= 2.829 G = 2.300	PT = 1.046 SFY= 3910. 1-2-D19	PW = 0.448 AW = 0.560 SW = 5.00 WFY= 3060.	QB = 5.80 QBS = 15.34 QS = 16.37 QMAX= 17.62 QCAL= 17.33 N 47.40
KENKEN					
NO. 158	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.95 A = 50.00 (A= 0.0)	FC= 363.0 FT= 30.6 EC= 2.829 G = 2.300	PT = 1.046 SFY= 3910. 1-2-D19	PW = 0.448 AW = 0.560 SW = 5.00 WFY= 3060.	QB = 5.80 QBS = 14.17 QS = 15.20 QMAX= 17.35 QCAL= 17.33 N = 47.40
KENKEN					
NO. 159	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.95 A = 50.00 (A= 0.0)	FC= 234.0 FT= 20.5 EC= 2.271 G = 2.300	PT = 1.046 SFY= 4500. 1-2-D19	PW = 0.299 AW = 0.560 SW = 8.00 WFY= 3060.	QB = 6.02 QBS = 10.08 QS = 14.40 QMAX= 15.17 QCAL= 14.77 N = 26.80
KENKEN					
NO. 160	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.95 A = 50.00 (A= 0.0)	FC= 234.0 FT= 20.5 EC= 2.271 G = 2.300	PT = 1.046 SFY= 4500. 1-2-D19	PW = 0.299 AW = 0.560 SW = 8.00 WFY= 3060.	QB = 6.02 QBS = 14.15 QS = 14.15 QMAX= 14.52 QCAL= 14.77 N = 26.80
KENKEN					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 161	B - 25.00 H 25.00 D - 21.95 A 50.00	FC= 344.0 FT= 26.2 EC= 2.754 G - 2.300	PT = 1.046 SFY= 4500. 1-2-D19	PW = 0.448 AW - 0.560 SW = 5.00 WFY= 3000.	QB = 6.00 QBS = 12.00 QS = 13.00 QMAX= 16.41 QCAL= 17.16 N = 39.00
KENKEN	(A = 0.0)				
NO. 162	B 25.00 H - 25.00 D - 21.95 A = 50.00	FC= 344.0 FT= 26.2 EC= 2.754 G = 2.300	PT = 1.046 SFY= 4500. 1-2-D19	PW 0.299 AW 0.560 SW - 8.00 WFY= 3000.	QB - 6.00 QBS 11.00 QS - 13.00 QMAX= 16.17 QCAL= 17.16 N = 39.00
KENKEN	(A = 0.0)				
NO. 163	B = 25.00 H 25.00 D - 21.95 A = 50.00	FC= 219.0 FT= 24.2 EC= 2.197 G - 2.300	PT = 1.569 SFY= 3850. 1-3-D19	PW = 0.0 AW - 0.0 SW = 999.00 WFY= 0.	QB = 8.00 QBS 10.00 QS = 11.00 QMAX= 11.60 QCAL= 17.82 N = 28.50
KATAMUCH	(A = 0.0)				
NO. 164	B 25.00 H 25.00 D - 21.95 A 50.00	FC= 219.0 FT= 24.2 EC= 2.197 G = 2.300	PT = 1.569 SFY= 3850. 1-3-D19	PW 0.2 AW 0.0 SW = 0.0 WFY= 3000.	QB = 8.00 QBS = 11.00 QS = 11.00 QMAX= 13.50 QCAL= 17.82 N = 28.50
KATAMUCH	(A 0.0)				
NO. 165	B - 25.00 H 25.00 D 21.95 A - 50.00	FC= 219.0 FT= 24.2 EC= 2.197 G 2.300	PT 1.569 SFY= 3850. 1-3-D19	PW 0.2 AW 0.0 SW - 0.0 WFY= 6000.	QB 8.00 QBS 10.00 QS - 10.00 QMAX= 14.40 QCAL= 5.53 N = 28.50
KATAMUCH	(A - 0.0)				
NO. 166	B = 25.00 H 25.00 D = 21.95 A - 50.00	FC= 219.0 FT= 24.2 EC= 2.197 G = 2.300	PT = 1.569 SFY= 3850. 1-3-D19	PW = 0.2 AW = 0.0 SW = 0.0 WFY=10270.	QB = 8.00 QBS = 10.00 QS = 10.00 QMAX= 15.30 QCAL= 17.82 N = 28.50
KATAMUCH	(A = 0.0)				
NO. 167	B = 25.00 H = 25.00 D - 21.50 A - 50.00	FC= 238.0 FT= 26.4 EC= 2.291 G = 2.300	PT = 1.481 SFY= 4991. 1-4-D16	PW = 0.0 AW - 0.0 SW 0.0 WFY= 0.	QB = 6.00 QBS - 9.00 QS = 10.00 QMAX= 11.65 QCAL= 19.04 N = 27.00
KATAMUCH	(A - 0.0)				
NO. 168	B - 25.00 H 25.00 D - 21.50 A = 50.00	FC= 238.0 FT= 26.4 EC= 2.291 G 2.300	PT 1.481 SFY= 4991. 1-4-D16	PW 0.2 AW - 0.0 SW = 0.0 WFY= 3000.	QB - 6.00 QBS - 9.00 QS - 10.00 QMAX= 13.59 QCAL= 19.04 N - 27.00
KATAMUCH	(A - 0.0)				
NO. 169	B - 25.00 H = 25.00 D - 21.50 A 50.00	FC= 238.0 FT= 26.4 EC= 2.291 G 2.300	PT 1.481 SFY= 4991. 1-4-D16	PW = 0.2 AW = 0.0 SW - 0.0 WFY= 4500.	QB = 6.00 QBS = 10.00 QS = 11.00 QMAX= 16.02 QCAL= 19.04 N = 27.00
KATAMUCH	(A = 0.0)				
NO. 170	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 50.00	FC= 238.0 FT= 26.4 EC= 2.291 G = 2.300	PT = 1.481 SFY= 4991. 1-4-D16	PW - 0.2 AW = 0.0 SW = 0.0 WFY= 6000.	QB = 5.00 QBS 10.00 QS - 11.00 QMAX= 15.60 QCAL= 19.04 N = 27.00
KATAMUCH	(A = 0.0)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 171	B 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A 50.00 KATAMOCH (A 0.0)	FC= 238.0 FT= 26.4 EC= 2.291 G = 2.300	PT = 1.481 SFY= 4991. 1-4-D16	PW = 0.2 AW 0.0 SW = 0.0 WFY= 9000.	QB = 6.00 QBS 10.00 QS = 12.00 QMAX= 16.68 QCAL= 19.04 N = 27.00
NO. 172	B 25.00 H = 25.00 D 21.50 A 50.00 KATAMOCH (A = 0.0)	FC= 238.0 FT= 26.4 EC= 2.291 G = 2.300	PT = 1.481 SFY= 4991. 1-4-D16	PW = 0.2 AW 0.0 SW = 0.0 WFY=12000.	QB = 5.00 QBS 10.00 QS = 11.00 QMAX= 18.50 QCAL= 19.04 N = 27.00
NO. 173	B = 25.00 H 25.00 D = 21.50 A 50.00 KATAMOCH (A 0.0)	FC= 234.0 FT= 23.2 EC= 2.271 G = 2.300	PT = 1.481 SFY= 4991. 1-4-D16	PW = 0.2 AW 0.0 SW = 0.0 WFY= 6000.	QB = 5.00 QBS 10.00 QS = 12.00 QMAX= 19.95 QCAL= 19.01 N = 27.00
NO. 174	B = 25.00 H 25.00 D = 21.50 A 50.00 KATAMOCH (A 0.0)	FC= 234.0 FT= 23.2 EC= 2.271 G = 2.300	PT = 1.481 SFY= 4991. 1-4-D16	PW 0.4 AW 0.0 SW 0.0 WFY= 3000.	QB = 7.00 QBS 10.00 QS = 11.00 QMAX= 19.17 QCAL= 19.01 N = 27.00
NO. 175	B 25.00 H = 25.00 D 21.50 A 50.00 KATAMOCH (A = 0.0)	FC= 234.0 FT= 23.2 EC= 2.271 G = 2.300	PT = 1.481 SFY= 4991. 1-4-D16	PW 0.4 AW 0.0 SW = 0.0 WFY= 4500.	QB = 6.00 QBS 11.00 QS = 12.00 QMAX= 20.51 QCAL= 19.01 N = 27.00
NO. 176	B 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 50.00 KATAMOCH (A 0.0)	FC= 234.0 FT= 23.2 EC= 2.271 G 2.300	PT = 1.481 SFY= 4991. 1-4-D16	PW = 0.6 AW 0.0 SW 0.0 WFY= 3000.	QB = 6.10 QBS 10.00 QS 11.00 QMAX= 20.48 QCAL= 19.01 N = 27.00
NO. 177	B 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A 50.00 KATAMOCH (A 0.0)	FC= 234.0 FT= 23.2 EC= 2.271 G = 2.300	PT = 1.481 SFY= 4991. 1-4-D16	PW 0.4 AW 0.0 SW 0.0 WFY= 6000.	QB = 5.00 QBS 10.00 QS 12.00 QMAX= 20.20 QCAL= 19.01 N = 27.00
NO. 178	B 25.00 H 25.00 D = 21.50 A = 50.00 KATAMOCH (A = 0.0)	FC= 267.0 FT= 25.1 EC= 2.426 G = 2.300	PT = 1.068 SFY= 3850. 1-2-D19	PW = 0.224 AW 0.560 SW 10.00 WFY= 3000.	QB = 6.00 QBS 11.00 QS = 12.00 QMAX= 16.20 QCAL= 13.97 N = 31.80
NO. 179	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A = 50.00 KATAMOCH (A = 0.0)	FC= 267.0 FT= 25.1 EC= 2.426 G = 2.300	PT = 1.070 SFY= 3850. 1-2-D19	PW 0.220 AW 0.560 SW 10.00 WFY= 3000.	QB = 7.30 QBS 10.00 QS 12.00 QMAX= 15.75 QCAL= 13.98 N = 31.80
NO. 180	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 50.00 KATAMOCH (A = 0.0)	FC= 267.0 FT= 25.1 EC= 2.426 G = 2.300	PT = 1.070 SFY= 3850. 1-2-D19	PW 0.230 AW 0.560 SW = 10.00 WFY=11740.	QB = 6.00 QBS = 10.60 QS = 12.00 QMAX= 16.15 QCAL= 13.98 N = 31.80

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 181	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 50.00	FC= 267.0 FT= 25.1 EC= 2.426 G = 2.300	PT = 1.070 SFY= 3850. 1-2-D19	PW 0.230 AW 0.560 SW 10.00 WFY=11740.	QB 6.00 QBS 12.00 QS 12.00 QMAX= 15.65 QCAL= 13.98 N = 31.80
KATAMUCH	(A 0.0)				
NO. 182	B - 25.00 H - 25.00 D 21.50 A 50.00	FC= 267.0 FT= 25.1 EC= 2.426 G = 2.300	PT 1.070 SFY= 3850. 1-2-D19	PW - 0.300 AW - 0.560 SW - 8.00 WFY= 3000.	QB - 6.00 QBS = 10.00 QS = 12.00 QMAX= 16.30 QCAL= 13.98 N 31.80
KATAMUCH	(A 0.0)				
NO. 183	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 50.00	FC= 267.0 FT= 25.1 EC= 2.426 G = 2.300	PT 1.070 SFY= 3850. 1-2-D19	PW - 0.300 AW 0.560 SW 8.00 WFY= 3000.	QB 6.00 QBS 10.00 QS - 12.00 QMAX= 15.85 QCAL= 13.98 N = 31.80
KATAMUCH	(A = 0.0)				
NO. 184	B 25.00 H - 25.00 D - 21.50 A 50.00	FC= 267.0 FT= 25.1 EC= 2.426 G = 2.300	PT = 1.070 SFY= 3850. 1-2-D19	PW 0.300 AW 0.560 SW 8.00 WFY=11740.	QB 6.00 QBS = 10.00 QS = 12.00 QMAX= 16.90 QCAL= 13.98 N 31.80
KATAMUCH	(A = 0.0)				
NO. 185	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 50.00	FC= 267.0 FT= 25.1 EC= 2.426 G = 2.300	PT = 1.070 SFY= 3850. 1-2-D19	PW 0.450 AW 0.560 SW 5.00 WFY= 3000.	QB - 6.00 QBS 12.00 QS - 14.00 QMAX= 16.70 QCAL= 13.98 N = 31.80
KATAMUCH	(A 0.0)				
NO. 186	B 25.00 H - 25.00 D 21.50 A 50.00	FC= 267.0 FT= 25.1 EC= 2.426 G = 2.300	PT = 1.070 SFY= 3850. 1-2-D19	PW 0.450 AW - 0.560 SW = 5.00 WFY= 3000.	QB 6.00 QBS = 10.00 QS = 12.00 QMAX= 16.70 QCAL= 13.98 N - 31.80
KATAMUCH	(A = 0.0)				
NO. 187	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A 50.00	FC= 267.0 FT= 25.1 EC= 2.426 G = 2.300	PT 1.070 SFY= 3850. 1-2-D19	PW - 0.450 AW - 0.560 SW = 5.00 WFY=11740.	QB - 6.00 QBS = 10.00 QS = 13.20 QMAX= 16.30 QCAL= 13.98 N = 31.80
KATAMUCH	(A 0.0)				
NO. 188	B 25.00 H 25.00 D - 21.50 A 50.00	FC= 267.0 FT= 25.1 EC= 2.426 G = 2.300	PT 1.070 SFY= 3850. 1-2-D19	PW 0.450 AW = 0.560 SW = 5.00 WFY=11740.	QB 8.00 QBS = 12.00 QS = 14.00 QMAX= 16.20 QCAL= 13.98 N = 31.80
KATAMUCH	(A 0.0)				
NO. 189	B 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 37.50	FC= 176.0 FT= 18.7 EC= 1.970 G = 2.300	PT = 1.600 SFY= 4500. 1-3-D19	PW = 0.101 AW = 0.250 SW = 10.00 WFY=13900.	QB = 6.00 QBS = 10.00 QS = 11.50 QMAX= 12.40 QCAL= 23.49 N = 23.00
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 190	B - 25.00 H 25.00 D 21.50 A 37.50	FC= 176.0 FT= 18.7 EC= 1.970 G = 2.300	PT = 1.600 SFY= 4500. 1-3-D19	PW = 0.126 AW = 0.250 SW = 8.00 WFY=13900.	QB = 6.00 QBS = 10.00 QS = 11.78 QMAX= 12.06 QCAL= 23.49 N = 23.00
KENKEN	(A= 0.0)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 191	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 37.50 (A= 0.0)	FC= 176.0 FT= 18.7 EC= 1.970 G = 2.300	PT = 1.600 SFY= 4500. 1-3-D19	PW 0.168 AW 0.250 SW = 6.00 WFY=13900.	QB 4.00 QBS = 10.00 QS 12.00 QMAX= 12.70 QCAL= 23.49 N = 23.00
KENKEN					
NO. 192	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 37.50 (A= 0.0)	FC= 176.0 FT= 18.7 EC= 1.970 G = 2.300	PT = 1.600 SFY= 4500. 1-3-D19	PW = 0.168 AW 0.250 SW = 6.00 WFY= 8720.	QB = 6.00 QBS = 10.00 QS 12.00 QMAX= 13.00 QCAL= 23.49 N = 23.00
KENKEN					
NO. 193	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 37.50 (A= 0.0)	FC= 176.0 FT= 18.7 EC= 1.970 G = 2.300	PT = 1.600 SFY= 4500. 1-3-D19	PW = 0.201 AW = 0.250 SW = 5.00 WFY= 8720.	QB = 6.00 QBS = 10.00 QS = 12.00 QMAX= 12.80 QCAL= 23.49 N = 23.00
KENKEN					
NO. 194	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 37.50 (A= 0.0)	FC= 176.0 FT= 18.7 EC= 1.970 G = 2.300	PT = 1.600 SFY= 4500. 1-3-D19	PW 0.287 AW 0.250 SW 4.00 WFY= 8720.	QB = 6.00 QBS = 10.00 QS = 13.00 QMAX= 14.00 QCAL= 23.49 N = 23.00
KENKEN					
NO. 195	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 37.50 (A= 0.0)	FC= 140.0 FT= 17.2 EC= 1.757 G = 2.300	PT = 1.600 SFY= 4500. 1-3-D19	PW 0.448 AW 0.560 SW 5.00 WFY= 3010.	QB = 4.00 QBS = 8.00 QS = 10.00 QMAX= 11.46 QCAL= 22.28 N = 18.00
KENKEN					
NO. 196	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 37.50 (A= 0.0)	FC= 140.0 FT= 17.2 EC= 1.757 G = 2.300	PT = 1.600 SFY= 4500. 1-3-D19	PW 0.560 AW 0.560 SW = 4.00 WFY= 3010.	QB = 4.00 QBS = 9.00 QS = 10.00 QMAX= 12.10 QCAL= 22.28 N = 18.00
KENKEN					
NO. 197	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 37.50 (A= 0.0)	FC= 140.0 FT= 17.2 EC= 1.757 G = 2.300	PT = 1.600 SFY= 4500. 1-3-D19	PW 0.747 AW 0.560 SW 3.00 WFY= 3010.	QB 3.00 QBS 8.00 QS = 10.00 QMAX= 14.89 QCAL= 22.28 N = 18.00
KENKEN					
NO. 198	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 37.50 (A= 0.0)	FC= 140.0 FT= 17.2 EC= 1.757 G = 2.300	PT = 1.600 SFY= 4500. 1-3-D19	PW 0.0 AW 0.0 SW = 0.0 WFY= 0.	QB 4.00 QBS = 7.74 QS 0.0 QMAX= 9.00 QCAL= 22.28 N = 18.00
KENKEN					
NO. 199	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.85 A = 37.50 (A= 0.0)	FC= 231.0 FT= 27.2 EC= 2.257 G = 2.300	PT = 0.700 SFY= 3771. 1-3-D13	PW = 1.040 AW 1.270 SW = 5.00 WFY= 3371.	QB 6.00 QBS = 10.00 QS = 14.00 QMAX= 15.27 QCAL= 14.09 N 27.70
KENKEN					
NO. 200	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.85 A = 37.50 (A= 0.0)	FC= 231.0 FT= 27.2 EC= 2.257 G = 2.300	PT = 0.700 SFY= 3771. 1-3-D13	PW = 0.518 AW = 0.560 SW 4.00 WFY=13500.	QB = 4.00 QBS = 10.00 QS = 14.00 QMAX= 15.27 QCAL= 14.09 N = 27.70
KENKEN					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 201	B - 25.00 H - 25.00 D - 21.85 A - 37.50 KENKEN (A = 0.0)	FC= 231.0 FT= 27.2 EC= 2.257 G = 2.300	PT = 0.700 SFY= 3771 1-3-D13	PW 0.388 AW - 0.560 SW - 6.00 WFY=13500.	QB = 4.00 QBS = 12.00 QS = 14.00 QMAX= 15.14 QCAL= 14.09 N - 27.70
NO. 202	B - 25.00 H - 25.00 D - 21.85 A - 37.50 KENKEN (A = 0.0)	FC= 231.0 FT= 27.2 EC= 2.257 G = 2.300	PT = 0.700 SFY= 3771 1-3-D13	PW 0.518 AW - 0.560 SW 4.00 WFY= 8100.	QB = 6.00 QBS = 12.00 QS = 14.00 QMAX= 15.54 QCAL= 14.09 N - 27.70
NO. 203	B - 25.00 H - 25.00 D - 21.95 A - 37.50 KENKEN (A = 0.0)	FC= 374.0 FT= 29.1 EC= 2.872 G = 2.300	PT = 0.390 SFY= 3685 1-3-D10	PW = 0.493 AW 0.560 SW = 5.00 WFY= 3010.	QB = 6.00 QBS = 16.20 QS = 16.20 QMAX= 16.58 QCAL= 14.55 N 41.00
NO. 204	B - 25.00 H - 25.00 D - 21.95 A - 37.50 KENKEN (A = 0.0)	FC= 374.0 FT= 29.1 EC= 2.872 G = 2.300	PT 0.390 SFY= 3685 1-3-D10	PW 0.246 AW 0.250 SW - 4.00 WFY=13900.	QB = 6.00 QBS = 14.00 QS = 0.0 QMAX= 16.34 QCAL= 14.55 N - 41.00
NO. 205	B - 25.00 H - 25.00 D - 21.95 A - 37.50 KENKEN (A = 0.0)	FC= 374.0 FT= 29.1 EC= 2.872 G = 2.300	PT = 0.390 SFY= 3685 1-3-D10	PW 0.185 AW 0.250 SW = 5.00 WFY=13900.	QB = 6.00 QBS = 15.90 QS = 0.0 QMAX= 16.50 QCAL= 14.55 N - 41.00
NO. 206	B - 25.00 H - 25.00 D - 21.95 A - 37.50 KENKEN (A = 0.0)	FC= 374.0 FT= 29.1 EC= 2.742 G = 2.300	PT = 0.390 SFY= 3685 1-3-D10	PW - 0.246 AW = 0.250 SW 5.00 WFY= 8100.	QB = 6.00 QBS = 16.32 QS = 0.0 QMAX= 16.41 QCAL= 14.33 N = 41.00
NO. 207	B - 15.00 H - 20.00 D - 17.90 A - 36.00 OHONO (A = 40.00)	FC= 436.0 FT= 40.0 EC= 3.101 G = 2.300	PT = 1.060 SFY= 4250 1-4-D10	PW - 0.190 AW 0.560 SW - 20.00 WFY= 2530.	QB = 7.30 QBS = 9.00 QS = 10.00 QMAX= 11.20 QCAL= 10.98 N = 27.50
NO. 208	B - 15.00 H - 20.00 D - 17.90 A - 36.00 OHONO (A = 40.00)	FC= 436.0 FT= 40.0 EC= 3.101 G = 2.300	PT 1.060 SFY= 4250 1-4-D10	PW = 0.370 AW - 0.560 SW - 10.00 WFY= 2530.	QB = 8.00 QBS = 8.80 QS = 11.00 QMAX= 13.10 QCAL= 10.98 N = 27.50
NO. 209	B - 15.00 H - 20.00 D - 17.90 A - 36.00 OHONO (A = 40.00)	FC= 436.0 FT= 40.0 EC= 3.101 G = 2.300	PT = 1.060 SFY= 4250 1-4-D10	PW - 0.750 AW - 0.560 SW = 5.00 WFY= 2530.	QB = 6.70 QBS = 8.50 QS = 11.00 QMAX= 13.20 QCAL= 10.98 N = 27.50
NO. 210	B - 15.00 H - 20.00 D - 17.90 A - 36.00 OHONO (A = 40.00)	FC= 436.0 FT= 40.0 EC= 3.101 G = 2.300	PT = 1.060 SFY= 4250 1-4-D10	PW 1.500 AW = 0.560 SW - 2.5 WFY= 2530.	QB = 6.00 QBS = 8.50 QS = 11.00 QMAX= 13.00 QCAL= 10.98 N = 27.50

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 211	B 14.90 H - 20.00 D = 15.75 A - 4.50 (A= 7.50)	FC= 245.0 FT= 22.3 EC= 2.324 G = 2.300	PT 2.410 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 0.0 AW = 0.0 SW = 99.90 WFY= 3124.	QB - 0.0 QBS 0.0 QS = 7.15 QMAX= 18.79 QCAL= 28.12 N = 0.0
OHONO					
NO. 212	B - 15.00 H 20.40 D = 16.15 A 4.50 (A= 7.50)	FC= 303.0 FT= 25.1 EC= 2.585 G 2.300	PT = 2.330 SFY= 3445. 1-2-R19	PW - 0.0 AW 0.0 SW - 99.90 WFY= 3124.	QB = 0.0 QBS 0.0 QS = 7.95 QMAX= 19.86 QCAL= 29.66 N = 0.0
OHONO					
NO. 213	B = 15.10 H 20.00 D - 15.75 A 4.50 (A= 7.50)	FC= 284.0 FT= 24.2 EC= 2.502 G - 2.300	PT = 2.380 SFY= 3445. 1-2-R19	PW - 1.130 AW 1.270 SW = 7.44 WFY= 3124.	QB = 0.0 QBS - 0.0 QS 7.15 QMAX= 21.85 QCAL= 28.67 N = 0.0
OHONO					
NO. 214	B = 15.10 H - 20.10 D - 15.85 A 4.50 (A= 7.50)	FC= 290.0 FT= 24.5 EC= 2.529 G - 2.300	PT 2.360 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 1.120 AW 1.270 SW 7.51 WFY= 3124.	QB = 0.0 QBS 0.0 QS 7.15 QMAX= 21.61 QCAL= 28.91 N = 0.0
OHONO					
NO. 215	B - 14.70 H 20.50 D 16.25 A 8.25 (A= 11.25)	FC= 276.0 FT= 23.8 EC= 2.467 G - 2.300	PT - 2.360 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 0.0 AW 0.0 SW = 99.90 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS 0.0 QS = 4.95 QMAX= 11.31 QCAL= 16.07 N = 0.0
OHONO					
NO. 216	B 20.00 H 15.75 D = 22.50 A = 8.25 (A= 11.25)	FC= 288.0 FT= 24.4 EC= 2.520 G 2.300	PT = 0.0 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 0.0 AW 0.0 SW - 99.90 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 5.66 QMAX= 11.80 QCAL= 0.0 N = 0.0
OHONO					
NO. 217	B = 14.80 H = 20.40 D = 16.15 A = 8.25 (A= 11.25)	FC= 275.0 FT= 23.8 EC= 2.462 G = 2.300	PT 2.370 SFY= 3445. 1-2-R19	PW - 0.760 AW 1.270 SW 11.30 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 6.01 QMAX= 14.14 QCAL= 16.02 N = 0.0
OHONO					
NO. 218	B 14.80 H - 20.50 D = 16.25 A 8.25 (A= 11.25)	FC= 299.0 FT= 24.9 EC= 2.568 G = 2.300	PT = 2.360 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 0.760 AW = 1.270 SW = 11.30 WFY= 3124.	QB - 0.0 QBS 0.0 QS = 6.01 QMAX= 14.14 QCAL= 16.32 N = 0.0
OHONO					
NO. 219	B 14.90 H - 20.20 D - 15.95 A = 8.25 (A= 11.25)	FC= 334.0 FT= 26.7 EC= 2.714 G = 2.300	PT = 2.380 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 1.140 AW 1.270 SW 7.48 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 4.95 QMAX= 14.60 QCAL= 16.15 N = 0.0
OHONO					
NO. 220	B 14.70 H 20.00 D = 15.75 A = 8.25 (A= 11.25)	FC= 326.0 FT= 26.3 EC= 2.681 G = 2.300	PT - 2.360 SFY= 3445. 1-2-R19	PW - 1.150 AW 1.270 SW = 7.51 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS - 0.0 QS - 5.66 QMAX= 15.44 QCAL= 15.37 N = 0.0
OHONO					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 221	B 14.60 H = 20.10 D = 15.85 A = 12.00 (A = 15.00)	FC= 295.0 FT= 24.8 EC= 2.550 G = 2.300	PT 2.450 SFY= 3445. 1-2-R19	PW = 0.0 AW = 0.0 SW = 99.90 WFY= 3124.	QB = 0.0 QBS 0.0 QS 5.52 QMAX= 11.17
OHONO					QCAL= 10.85 N = 0.0
NO. 222	B = 14.80 H 20.30 D 16.05 A 12.00 (A = 15.00)	FC= 279.0 FT= 23.9 EC= 2.480 G 2.300	PT 2.380 SFY= 3445. 1-2-R19	PW = 0.0 AW = 0.0 SW 99.90 WFY= 3124.	QB = 0.0 QBS 0.0 QS 6.18 QMAX= 9.41
OHONO					QCAL= 10.93 N = 0.0
NO. 223	B 15.10 H 20.00 D = 15.75 A = 12.00 (A = 15.00)	FC= 295.0 FT= 24.8 EC= 2.550 G 2.300	PT 2.380 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 1.130 AW = 1.270 SW = 7.44 WFY= 3124.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 5.65 QMAX= 10.85
OHONO					QCAL= 10.80 N = 0.0
NO. 224	B = 14.80 H = 20.30 D = 16.05 A = 12.00 (A = 15.00)	FC= 282.0 FT= 24.1 EC= 2.494 G = 2.300	PT 2.380 SFY= 3445. 1-2-R19	PW = 1.140 AW = 1.270 SW = 7.53 WFY= 3124.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS 5.65 QMAX= 12.48
OHONO					QCAL= 10.95 N 0.0
NO. 225	B 14.80 H 20.10 D 15.85 A 15.75 (A = 18.75)	FC= 256.0 FT= 22.8 EC= 2.376 G = 2.300	PT = 2.400 SFY= 3445. 1-2-R19	PW = 0.0 AW 0.0 SW = 99.90 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS 0.0 QS = 4.16 QMAX= 7.49
OHONO					QCAL= 8.10 N 0.0
NO. 226	B = 14.50 H = 20.10 D 15.85 A 15.75 (A = 18.75)	FC= 277.0 FT= 23.8 EC= 2.471 G = 2.300	PT = 2.460 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 0.0 AW = 0.0 SW = 99.90 WFY= 3124.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 4.44 QMAX= 9.16
OHONO					QCAL= 8.18 N = 0.0
NO. 227	B 14.90 H 20.50 D = 16.25 A = 15.75 (A = 18.75)	FC= 292.0 FT= 24.6 EC= 2.537 G = 2.300	PT = 2.340 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 0.680 AW = 1.270 SW = 12.50 WFY= 3124.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 4.44 QMAX= 10.65
OHONO					QCAL= 8.52 N = 0.0
NO. 228	B = 14.80 H = 20.40 D = 16.15 A = 15.75 (A = 18.75)	FC= 294.0 FT= 24.7 EC= 2.546 G = 2.300	PT = 2.370 SFY= 3445. 1-2-R19	PW = 0.680 AW = 1.270 SW 12.60 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS = 0.0 QS = 4.72 QMAX= 9.60
OHONO					QCAL= 8.46 N = 0.0
NO. 229	B = 14.50 H = 20.00 D 15.75 A 15.75 (A = 18.75)	FC= 266.0 FT= 23.3 EC= 2.422 G = 2.300	PT 2.470 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 1.170 AW 1.270 SW = 7.49 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS = 0.0 QS = 4.72 QMAX= 9.66
OHONO					QCAL= 8.06 N = 0.0
NO. 230	B 14.80 H 20.20 D = 15.95 A 15.75 (A = 18.75)	FC= 265.0 FT= 23.3 EC= 2.417 G 2.300	PT = 2.400 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 1.140 AW 1.270 SW = 7.53 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 6.10 QMAX= 10.38
OHONO					QCAL= 8.23 N = 0.0

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 231	B - 14.70 H - 20.30 D - 16.05 A - 7.25 (A = 11.75)	FC = 287.0 FT = 24.3 EC = 2.516 G = 2.300	PT = 2.400 SFY = 3445. 1-2-R19	PW = 0.0 AW = 0.0 SW = 99.90 WFY = 3124.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 5.00 QMAX = 12.75 QCAL = 18.16 N = 0.0
OHONO					
NO. 232	B - 14.80 H - 20.30 D - 16.05 A - 7.25 (A = 11.75)	FC = 273.0 FT = 23.6 EC = 2.453 G = 2.300	PT = 2.380 SFY = 3445. 1-2-R19	PW = 0.0 AW = 0.0 SW = 99.90 WFY = 3124.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 4.25 QMAX = 12.50 QCAL = 18.05 N = 0.0
OHONO					
NO. 233	B - 14.40 H - 20.30 D - 16.05 A - 14.75 (A = 18.75)	FC = 222.0 FT = 21.1 EC = 2.212 G = 2.300	PT = 2.450 SFY = 3445. 1-2-R19	PW = 0.0 AW = 0.0 SW = 99.90 WFY = 3124.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 3.15 QMAX = 5.20 QCAL = 8.66 N = 0.0
OHONO					
NO. 234	B - 14.40 H - 20.00 D - 15.75 A - 14.75 (A = 18.75)	FC = 319.0 FT = 25.9 EC = 2.652 G = 2.300	PT = 2.490 SFY = 3445. 1-2-R19	PW = 0.0 AW = 0.0 SW = 99.90 WFY = 3124.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 2.25 QMAX = 6.40 QCAL = 8.80 N = 0.0
OHONO					
NO. 235	B - 15.00 H - 20.05 D - 15.80 A - 8.50 (A = 11.50)	FC = 320.0 FT = 26.0 EC = 2.656 G = 2.300	PT = 2.380 SFY = 3445. 1-2-R19	PW = 0.0 AW = 0.0 SW = 99.90 WFY = 3124.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 7.89 QMAX = 13.95 QCAL = 15.40 N = 0.0
OHONO					
NO. 236	B - 14.60 H - 20.00 D - 15.75 A - 8.50 (A = 11.50)	FC = 332.0 FT = 26.6 EC = 2.706 G = 2.300	PT = 2.460 SFY = 3445. 1-2-R19	PW = 0.0 AW = 0.0 SW = 99.90 WFY = 3124.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 4.20 QMAX = 13.48 QCAL = 15.39 N = 0.0
OHONO					
NO. 237	B - 14.60 H - 20.00 D - 15.75 A - 8.50 (A = 11.50)	FC = 345.0 FT = 27.3 EC = 2.758 G = 2.300	PT = 2.460 SFY = 3445. 1-2-R19	PW = 1.510 AW = 1.270 SW = 5.76 WFY = 3124.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 5.60 QMAX = 15.72 QCAL = 15.46 N = 0.0
OHONO					
NO. 238	B - 14.80 H - 19.90 D - 15.65 A - 8.50 (A = 11.50)	FC = 352.0 FT = 27.6 EC = 2.786 G = 2.300	PT = 2.440 SFY = 3445. 1-2-R19	PW = 1.480 AW = 1.270 SW = 5.80 WFY = 3124.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 6.51 QMAX = 15.63 QCAL = 15.41 N = 0.0
OHONO					
NO. 239	B - 14.70 H - 20.00 D - 15.75 A - 14.25 (A = 17.25)	FC = 324.0 FT = 26.2 EC = 2.673 G = 2.300	PT = 2.450 SFY = 3445. 1-2-R19	PW = 0.0 AW = 0.0 SW = 99.90 WFY = 3124.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 3.17 QMAX = 9.68 QCAL = 9.18 N = 0.0
OHONO					
NO. 240	B - 14.90 H - 20.00 D - 15.75 A - 14.25 (A = 17.25)	FC = 330.0 FT = 26.5 EC = 2.697 G = 2.300	PT = 2.410 SFY = 3445. 1-2-R19	PW = 0.0 AW = 0.0 SW = 99.90 WFY = 3124.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 4.75 QMAX = 9.92 QCAL = 9.20 N = 0.0
OHONO					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT	
NO. 241	B 15.00	FC= 338.0	PT = 2.420	PW = 1.470	QB = 0.0	QCAL= 9.08
1/2	H = 19.80	FT= 26.9	SFY= 3445.	AW = 1.270	QBS = 0.0	N = 0.0
	D = 15.55	EC= 2.730	1-2-R19	SW = 5.76	QS = 4.66	
	A = 14.25	G = 2.300		WFY= 3124.	QMAX= 14.44	
OHONO	(A= 17.25)					
NO. 242	B 14.90	FC= 341.0	PT = 2.450	PW = 1.500	QB = 0.0	QCAL= 9.25
1/2	H 19.90	FT= 27.0	SFY= 3445.	AW = 1.270	QBS = 0.0	N = 0.0
	D 15.65	EC= 2.742	1-2-R19	SW = 5.68	QS = 6.60	
	A = 14.25	G = 2.300		WFY= 3124.	QMAX= 14.12	
OHONO	(A= 17.25)					
NO. 243	B = 14.80	FC= 268.0	PT = 2.400	PW = 0.0	QB = 0.0	QCAL= 15.08
1/2	H = 20.10	FT= 23.4	SFY= 3445.	AW = 0.0	QBS = 0.0	N = 0.0
	D = 15.85	EC= 2.431	1-2-R19	SW = 99.90	QS = 6.02	
	A = 8.50	G = 2.300		WFY= 3124.	QMAX= 14.52	
OHONO	(A= 11.50)					
NO. 244	B = 14.60	FC= 244.0	PT = 2.420	PW = 0.0	QB = 0.0	QCAL= 15.12
1/2	H 20.25	FT= 22.2	SFY= 3445.	AW = 0.0	QBS = 0.0	N = 0.0
	D = 16.00	EC= 2.320	1-2-R19	SW = 99.90	QS = 4.91	
	A = 8.50	G = 2.300		WFY= 3124.	QMAX= 11.22	
OHONO	(A= 11.50)					
NO. 245	B 14.70	FC= 234.0	PT = 2.390	PW = 0.750	QB = 0.0	QCAL= 15.29
1/2	H = 20.40	FT= 21.7	SFY= 3445.	AW = 1.270	QBS = 0.0	N = 0.0
	D = 16.15	EC= 2.271	1-2-R19	SW = 11.50	QS = 6.87	
	A = 8.50	G = 2.300		WFY= 3124.	QMAX= 15.08	
OHONO	(A= 11.50)					
NO. 246	B 14.70	FC= 234.0	PT = 2.390	PW = 0.750	QB = 0.0	QCAL= 15.29
1/2	H = 20.40	FT= 21.7	SFY= 3445.	AW = 1.270	QBS = 0.0	N = 0.0
	D 16.15	EC= 2.271	1-2-R19	SW = 11.50	QS = 6.31	
	A = 8.50	G = 2.300		WFY= 3124.	QMAX= 15.21	
OHONO	(A= 11.50)					
NO. 247	B = 14.70	FC= 256.0	PT = 2.450	PW = 1.500	QB = 0.0	QCAL= 14.78
1/2	H = 19.90	FT= 22.8	SFY= 3445.	AW = 1.270	QBS = 0.0	N = 0.0
	D = 15.65	EC= 2.376	1-2-R19	SW = 5.76	QS = 5.69	
	A = 8.50	G = 2.300		WFY= 3124.	QMAX= 14.04	
OHONO	(A= 11.50)					
NO. 248	B 14.80	FC= 230.0	PT = 2.440	PW = 1.490	QB = 0.0	QCAL= 14.65
1/2	H 19.90	FT= 21.5	SFY= 3445.	AW = 1.270	QBS = 0.0	N = 0.0
	D = 15.65	EC= 2.252	1-2-R19	SW = 5.76	QS = 5.60	
	A = 8.50	G = 2.300		WFY= 3124.	QMAX= 15.08	
OHONO	(A= 11.50)					
NO. 249	B 14.90	FC= 250.0	PT = 2.400	PW = 2.250	QB = 0.0	QCAL= 15.06
1/2	H 20.10	FT= 22.5	SFY= 3445.	AW = 1.270	QBS = 0.0	N = 0.0
	D = 15.85	EC= 2.348	1-2-R19	SW = 3.79	QS = 5.96	
	A = 8.50	G = 2.300		WFY= 3124.	QMAX= 17.18	
OHONO	(A= 11.50)					
NO. 250	B 14.90	FC= 251.0	PT = 2.370	PW = 2.220	QB = 0.0	QCAL= 15.20
1/2	H = 20.25	FT= 22.5	SFY= 3445.	AW = 1.270	QBS = 0.0	N = 0.0
	D = 16.00	EC= 2.353	1-2-R19	SW = 3.84	QS = 6.52	
	A = 8.50	G = 2.300		WFY= 3124.	QMAX= 15.08	
OHONO	(A= 11.50)					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 251	B = 14.70 H = 20.15 D = 15.90 A = 14.25 (A = 17.25)	FC= 260.0 FT= 23.0 EC= 2.394 G = 2.300	PT 2.420 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 0.0 AW 0.0 SW 99.90 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 4.55 QMAX= 9.72 QCAL= 9.03 N 0.0
OHONO					
NO. 252	B = 14.60 H = 20.40 D = 16.15 A = 14.25 (A = 17.25)	FC= 265.0 FT= 23.3 EC= 2.417 G = 2.300	PT 2.400 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 0.0 AW 0.0 SW 99.90 WFY= 3124.	QB - 0.0 QBS 0.0 QS 4.26 QMAX= 6.42 QCAL= 9.21 N 0.0
OHONO					
NO. 253	B = 14.60 H = 20.30 D = 16.05 A = 14.25 (A = 17.25)	FC= 264.0 FT= 23.2 EC= 2.413 G = 2.300	PT = 2.400 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 0.750 AW 1.270 SW 11.60 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 5.75 QMAX= 11.11 QCAL= 9.09 N = 0.0
OHONO					
NO. 254	B = 14.80 H = 20.15 D = 15.90 A = 14.25 (A = 17.25)	FC= 278.0 FT= 23.9 EC= 2.476 G = 2.300	PT 2.400 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 0.740 AW 1.270 SW = 11.60 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 5.42 QMAX= 10.79 QCAL= 9.09 N 0.0
OHONO					
NO. 255	B = 14.80 H = 20.30 D = 16.05 A = 14.25 (A = 17.25)	FC= 265.0 FT= 23.3 EC= 2.417 G = 2.300	PT = 2.400 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 1.490 AW 1.270 SW 5.76 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 5.25 QMAX= 11.96 QCAL= 9.22 N = 0.0
OHONO					
NO. 256	B 14.60 H 20.10 D 15.85 A 14.25 (A = 17.25)	FC= 267.0 FT= 23.3 EC= 2.426 G = 2.300	PT 2.450 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 1.510 AW 1.270 SW = 5.76 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 4.55 QMAX= 11.67 QCAL= 9.03 N = 0.0
OHONO					
NO. 257	B = 14.70 H 20.00 D 15.75 A 14.25 (A = 17.25)	FC= 267.0 FT= 23.3 EC= 2.426 G = 2.300	PT 2.450 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 2.250 AW 1.270 SW 3.84 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 5.30 QMAX= 12.62 QCAL= 8.97 N - 0.0
OHONO					
NO. 258	B 14.70 H 20.05 D 15.80 A 14.25 (A = 17.25)	FC= 258.0 FT= 22.9 EC= 2.385 G = 2.300	PT = 2.450 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 2.250 AW 1.270 SW 3.84 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS - 0.0 QS 7.00 QMAX= 12.91 QCAL= 9.00 N 0.0
OHONO					
NO. 259	B 14.50 H 20.30 D 16.05 A = 8.50 (A = 11.50)	FC= 158.0 FT= 15.8 EC= 1.867 G = 2.300	PT = 2.420 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 0.0 AW 0.0 SW 99.90 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 4.20 QMAX= 9.06 QCAL= 14.50 N 0.0
OHONO					
NO. 260	B = 14.60 H = 20.40 D 16.15 A = 8.50 (A = 11.50)	FC= 171.0 FT= 17.1 EC= 1.942 G = 2.300	PT 2.400 SFY= 3445. 1-2-R19	PW 0.0 AW 0.0 SW 99.90 WFY= 3124.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 4.55 QMAX= 10.02 QCAL= 14.79 N 0.0
OHONO					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 261	B	14.70 FC= 151.0	PT = 2.370	PW 1.500	QB 0.0 QCAL= 14.77
	H	20.50 FT= 15.1	SFY= 3445.	AW 1.270	QBS 0.0 N = 0.0
	D	16.25 EC= 1.825	1-2-R19	SW - 5.76	QS 4.76
	A	8.50 G 2.300		Wfy= 3124.	QMAX= 11.80
OHONO	(A= 11.50)				
NO. 262	B	14.50 FC= 176.0	PT 2.450	PW 1.530	QB 0.0 QCAL= 14.61
	H	20.20 FT= 17.6	SFY= 3445.	AW 1.270	QBS 0.0 N = 0.0
	D	15.95 EC= 1.970	1-2-R19	SW 5.72	QS 5.26
	A	8.50 G 2.300		Wfy= 3124.	QMAX= 12.62
OHONO	(A= 11.50)				
NO. 263	B	14.70 FC= 173.0	PT 2.390	PW 0.0	QB 0.0 QCAL= 8.86
	H	20.40 FT= 17.3	SFY= 3445.	AW 0.0	QBS 0.0 N = 0.0
	D	16.15 EC= 1.953	1-2-R19	SW - 99.90	QS - 4.32
	A	14.25 G 2.300		Wfy= 3124.	QMAX= 6.33
OHONO	(A= 17.25)				
NO. 264	B	14.60 FC= 186.0	PT 2.370	PW 0.0	QB 0.0 QCAL= 8.96
	H	20.55 FT= 18.6	SFY= 3445.	AW 0.0	QBS 0.0 N = 0.0
	D	16.30 EC= 2.025	1-2-R19	SW 99.90	QS 3.45
	A	14.25 G 2.300		Wfy= 3124.	QMAX= 6.94
OHONO	(A= 17.25)				
NO. 265	B	14.60 FC= 179.0	PT 2.400	PW - 1.510	QB - 0.0 QCAL= 8.74
	H	20.30 FT= 17.9	SFY= 3445.	AW 1.270	QBS 0.0 N = 0.0
	D	16.05 EC= 1.987	1-2-R19	SW 5.76	QS 4.85
	A	14.25 G 2.300		Wfy= 3124.	QMAX= 9.63
OHONO	(A= 17.25)				
NO. 266	B	14.70 FC= 166.0	PT 2.400	PW 1.500	QB 0.0 QCAL= 8.74
	H	20.30 FT= 16.6	SFY= 3445.	AW 1.270	QBS 0.0 N = 0.0
	D	16.05 EC= 1.913	1-2-R19	SW 5.76	QS 3.97
	A	14.25 G 2.300		Wfy= 3124.	QMAX= 8.81
OHONO	(A= 17.25)				
NO. 267	B	8.00 FC= 315.0	PT 2.450	PW 0.0	QB = 0.0 QCAL= 3.94
	H	16.00 FT= 25.8	SFY= 3424.	AW 0.0	QBS = 0.0 N = 0.0
	D	13.50 EC= 2.635	1-2-R13	SW 99.90	QS = 2.75
	A	13.50 G 2.300		Wfy= 0.	QMAX= 4.40
OHONO	(A= 16.50)				
NO. 268	B	8.00 FC= 315.0	PT = 2.450	PW 0.0	QB = 0.0 QCAL= 3.94
	H	16.00 FT= 25.8	SFY= 3424.	AW 0.0	QBS = 0.0 N = 0.0
	D	13.50 EC= 2.635	1-2-R13	SW = 99.90	QS 2.50
	A	13.50 G 2.300		Wfy= 0.	QMAX= 4.08
OHONO	(A= 16.50)				
NO. 269	B	10.00 FC= 314.0	PT = 2.360	PW = 0.0	QB = 0.0 QCAL= 5.48
	H	20.00 FT= 25.7	SFY= 3099.	AW = 0.0	QBS = 0.0 N = 0.0
	D	17.00 EC= 2.631	1-2-R16	SW = 99.90	QS 3.63
	A	17.00 G 2.300		Wfy= 0.	QMAX= 5.45
OHONO	(A= 20.00)				
NO. 270	B	10.00 FC= 327.0	PT = 2.360	PW 0.0	QB 0.0 QCAL= 5.49
	H	20.00 FT= 26.3	SFY= 3099.	AW 0.0	QBS = 0.0 N = 0.0
	D	17.00 EC= 2.685	1-2-R16	SW - 99.90	QS 3.80
	A	17.00 G 2.300		Wfy= 0.	QMAX= 6.95
OHONO	(A= 20.00)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT	
NO. 271	B 14.50	FC= 320.0	PT 2.440	PW 0.0	QB 0.0	QCAL= 7.39
	H 20.00	FT= 26.0	SFY= 3010.	AW 0.0	QBS 0.0	N 0.0
	D 16.00	EC= 2.656	1-2-R19	SW 99.90	QS 5.58	
	A 16.00	G = 2.300		WFY= 0.	QMAX= 10.80	
OHONO	(A= 19.00)					
NO. 272	B 14.50	FC= 325.0	PT 2.440	PW 0.0	QB 0.0	QCAL= 7.40
	H 20.00	FT= 26.3	SFY= 3010.	AW 0.0	QBS 0.0	N 0.0
	D 16.00	EC= 2.677	1-2-R19	SW 99.90	QS 6.45	
	A 16.00	G = 2.300		WFY= 0.	QMAX= 6.60	
OHONO	(A= 19.00)					
NO. 273	B 15.00	FC= 317.0	PT 2.470	PW 0.0	QB 0.0	QCAL= 14.60
	H 30.00	FT= 25.8	SFY= 3319.	AW 0.0	QBS 0.0	N 0.0
	D 26.50	EC= 2.644	1-2-R25	SW 99.90	QS 7.45	
	A 26.50	G 2.300		WFY= 0.	QMAX= 15.75	
OHONO	(A= 29.50)					
NO. 274	B 15.00	FC= 331.0	PT 2.470	PW 0.0	QB 0.0	QCAL= 14.62
	H 30.00	FT= 26.5	SFY= 3319.	AW 0.0	QBS 0.0	N 0.0
	D 26.50	EC= 2.702	1-2-R25	SW 99.90	QS 6.50	
	A 26.50	G 2.300		WFY= 0.	QMAX= 15.00	
OHONO	(A= 29.50)					
NO. 275	B 18.00	FC= 350.0	PT 2.370	PW 0.0	QB 0.0	QCAL= 19.83
	H 36.00	FT= 27.5	SFY= 3210.	AW 0.0	QBS 0.0	N 0.0
	D 32.00	EC= 2.778	1-3-R 22	SW 99.90	QS 9.06	
	A 32.00	G 2.300		WFY= 0.	QMAX= 13.75	
OHONO	(A= 35.00)					
NO. 276	B 18.00	FC= 303.0	PT 2.370	PW 0.0	QB 0.0	QCAL= 19.74
	H 36.00	FT= 25.1	SFY= 3210.	AW 0.0	QBS 0.0	N 0.0
	D 32.00	EC= 2.585	1-3-R22	SW 99.90	QS 9.75	
	A 32.00	G 2.300		WFY= 0.	QMAX= 15.50	
OHONO	(A= 35.00)					
NO. 277	B 8.00	FC= 205.0	PT 2.450	PW 0.0	QB 0.0	QCAL= 3.85
	H 16.00	FT= 20.3	SFY= 3424.	AW 0.0	QBS 0.0	N 0.0
	D 13.50	EC= 2.126	1-2-R 13	SW 99.90	QS 2.69	
	A 13.50	G 2.300		WFY= 0.	QMAX= 3.07	
OHONO	(A= 16.50)					
NO. 278	B 8.00	FC= 205.0	PT 2.450	PW 0.0	QB 0.0	QCAL= 3.85
	H 16.00	FT= 20.3	SFY= 3424.	AW 0.0	QBS 0.0	N 0.0
	D 13.50	EC= 2.126	1-2-R 13	SW 99.90	QS 2.03	
	A 13.50	G = 2.300		WFY= 0.	QMAX= 3.05	
OHONO	(A= 16.50)					
NO. 279	B 10.00	FC= 183.0	PT 2.360	PW 0.0	QB 0.0	QCAL= 5.32
	H 20.00	FT= 18.3	SFY= 3099.	AW 0.0	QBS 0.0	N 0.0
	D 17.00	EC= 2.009	1-2-R16	SW 99.90	QS 2.10	
	A 17.00	G = 2.300		WFY= 0.	QMAX= 3.45	
OHONO	(A= 20.00)					
NO. 280	B 10.00	FC= 183.0	PT 2.360	PW 0.0	QB 0.0	QCAL= 5.32
	H 20.00	FT= 18.3	SFY= 3099.	AW 0.0	QBS 0.0	N 0.0
	D 17.00	EC= 2.009	1-2-R16	SW 99.90	QS 2.39	
	A 17.00	G = 2.300		WFY= 0.	QMAX= 3.55	
OHONO	(A= 20.00)					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT	
NO. 281	B 14.50 H 20.00 D - 16.00 A 16.00 (A= 19.00)	FC= 207.0 FT= 20.3 EC= 2.136 G 2.300	PT 2.440 SFY= 3010. 1-2-R19	PW = 0.0 AW 0.0 SW = 99.90 WFY= 0.	QB 0.0 QBS 0.0 QS - 3.73 QMAX= 7.01	QCAL= 7.05 N = 0.0
OHONO						
NO. 282	B 14.50 H 20.00 D 16.00 A 16.00 (A= 19.00)	FC= 185.0 FT= 18.5 EC= 2.020 G 2.300	PT 2.440 SFY= 3010. 1-2-R19	PW 0.0 AW 0.0 SW 99.90 WFY= 0.	QB 0.0 QBS 0.0 QS 4.45 QMAX= 6.53	QCAL= 6.98 N 0.0
OHONO						
NO. 283	B 15.00 H 30.00 D 26.50 A 26.50 (A= 29.50)	FC= 190.0 FT= 19.0 EC= 2.047 G 2.300	PT 2.470 SFY= 3319. 1-2-R25	PW 0.0 AW 0.0 SW 99.90 WFY= 0.	QB = 0.0 QBS = 0.0 QS = 8.00 QMAX= 12.50	QCAL= 14.39 N = 0.0
OHONO						
NO. 284	B 15.00 H 30.00 D 26.50 A 26.50 (A= 29.50)	FC= 189.0 FT= 18.9 EC= 2.041 G = 2.300	PT 2.470 SFY= 3319. 1-2-R25	PW 0.0 AW 0.0 SW 99.90 WFY= 0.	QB 0.0 QBS - 0.0 QS = 7.68 QMAX= 12.00	QCAL= 14.39 N 0.0
OHONO						
NO. 285	B 18.00 H 36.00 D - 32.00 A 32.00 (A= 35.00)	FC= 203.0 FT= 20.1 EC= 2.116 G 2.300	PT 2.370 SFY= 3210. 1-3-R 22	PW = 0.0 AW = 0.0 SW = 99.90 WFY= 0.	QB - 0.0 QBS 0.0 QS 8.28 QMAX= 12.95	QCAL= 19.53 N 0.0
OHONO						
NO. 286	B 18.00 H 36.00 D 32.00 A 32.00 (A= 35.00)	FC= 189.0 FT= 18.9 EC= 2.041 G 2.300	PT = 2.370 SFY= 3210. 1-3-R 22	PW 0.0 AW = 0.0 SW = 99.90 WFY= 0.	QB 0.0 QBS 0.0 QS - 9.15 QMAX= 15.03	QCAL= 19.50 N = 0.0
OHONO						
NO. 287	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A = 25.00 (A= 0.0)	FC= 245.0 FT= 22.3 EC= 2.324 G 2.300	PT = 0.398 SFY= 3756. 1-3-D10	PW = 1.530 AW = 1.270 SW = 3.33 WFY= 3509.	QB 6.00 QBS 0.0 QS 12.00 QMAX= 13.20	QCAL= 18.06 N 32.80
KENKEN						
NO. 288	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 50.00 (A= 0.0)	FC= 245.0 FT= 22.3 EC= 2.324 G 2.300	PT = 0.398 SFY= 3756. 1-3-D10	PW = 0.710 AW 1.270 SW 7.15 WFY= 3509.	QB 7.00 QBS 9.80 QS 10.40 QMAX= 10.20	QCAL= 9.03 N 32.80
KENKEN						
NO. 289	B - 25.00 H 25.00 D 21.50 A 50.00 (A= 0.0)	FC= 245.0 FT= 22.3 EC= 2.324 G 2.300	PT = 0.398 SFY= 3756. 1-3-D10	PW = 0.360 AW = 0.560 SW = 6.25 WFY= 3543.	QB 5.60 QBS 8.40 QS - 9.50 QMAX= 10.10	QCAL= 9.03 N - 32.80
KENKEN						
NO. 290	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 25.00 (A= 0.0)	FC= 245.0 FT= 22.3 EC= 2.324 G 2.300	PT 0.398 SFY= 3756. 1-3-D10	PW 0.920 AW - 1.270 SW 5.55 WFY= 3509.	QB 6.30 QBS - 0.0 QS = 12.00 QMAX= 15.40	QCAL= 12.98 N - 16.40
KENKEN						

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 291	B 25.00	FC= 245.0	PT 0.398	PW 0.450 QB 8.50	QCAL= 12.98
	H 25.00	FT= 22.3	SFY= 3756.	AW 0.560 QBS 0.0	N 16.40
	D 21.50	EC= 2.324	1-3-D10	SW 5.00 QS - 13.00	
	A - 25.00	G 2.300		WFY= 3543. QMAX= 15.10	
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 292	B 25.00	FC= 245.0	PT - 0.398	PW 0.180 QB 2.80	QCAL= 6.49
	H 25.00	FT= 22.3	SFY= 3756.	AW 0.250 QBS 6.20	N = 16.40
	D 21.50	EC= 2.324	1-3-D10	SW 5.55 QS = 6.50	
	A 50.00	G 2.300		WFY= 3770. QMAX= 7.00	
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 293	B 25.00	FC= 245.0	PT - 0.398	PW 0.090 QB 2.10	QCAL= 6.49
	H - 25.00	FT= 22.3	SFY= 3756.	AW 0.250 QBS 6.20	N 16.40
	D 21.50	EC= 2.324	1-3-D10	SW = 11.11 QS 7.00	
	A = 50.00	G 2.300		WFY= 3770. QMAX= 7.40	
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 294	B = 25.00	FC= 245.0	PT = 0.709	PW 2.330 QB 6.00	QCAL= 17.96
	H = 25.00	FT= 22.3	SFY= 3953.	AW 2.650 QBS 6.20	N 16.40
	D = 21.50	EC= 2.324	1-3-D13	SW = 4.55 QS 15.00	
	A = 25.00	G 2.300		WFY= 3311. QMAX= 20.50	
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 295	B = 25.00	FC= 245.0	PT = 0.709	PW = 1.120 QB 7.00	QCAL= 17.96
	H = 25.00	FT= 22.3	SFY= 3953.	AW = 1.270 QBS 6.20	N 16.40
	D = 21.50	EC= 2.324	1-3-D13	SW = 4.55 QS = 11.00	
	A = 25.00	G 2.300		WFY= 3509. QMAX= 19.80	
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 296	B = 25.00	FC= 245.0	PT = 0.709	PW = 0.510 QB 2.80	QCAL= 8.98
	H = 25.00	FT= 22.3	SFY= 3953.	AW = 0.560 QBS 6.30	N 16.40
	D 21.50	EC= 2.324	1-3-D13	SW 4.35 QS 7.70	
	A 50.00	G 2.300		WFY= 3543. QMAX= 9.80	
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 297	B 25.00	FC= 245.0	PT 0.709	PW 0.270 QB 2.80	QCAL= 8.98
	H 25.00	FT= 22.3	SFY= 3953.	AW 0.250 QBS 5.60	N 16.40
	D 21.50	EC= 2.324	1-3-D13	SW 3.70 QS - 8.40	
	A 50.00	G 2.300		WFY= 3770. QMAX= 9.40	
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 298	B 25.00	FC= 245.0	PT 1.111	PW 2.440 QB 5.00	QCAL= 14.00
	H = 25.00	FT= 22.3	SFY= 3694.	AW 2.650 QBS 11.50	N 32.80
	D 21.50	EC= 2.324	1-3-D16	SW 4.35 QS 13.90	
	A 50.00	G = 2.300		WFY= 3311. QMAX= 14.60	
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 299	B 25.00	FC= 245.0	PT 1.111	PW = 1.220 QB 4.20	QCAL= 14.00
	H 25.00	FT= 22.3	SFY= 3694.	AW = 1.270 QBS 8.40	N 32.80
	D 21.50	EC= 2.324	1-3-D16	SW = 4.17 QS 11.90	
	A 50.00	G - 2.300		WFY= 3509. QMAX= 13.70	
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 300	B = 25.00	FC= 245.0	PT 1.111	PW 1.270 QB 3.50	QCAL= 14.00
	H = 25.00	FT= 22.3	SFY= 3694.	AW 1.270 QBS 7.00	N 32.80
	D = 21.50	EC= 2.324	1-3-D16	SW 4.00 QS 8.00	
	A 50.00	G 2.300		WFY= 3509. QMAX= 12.10	
KENKEN	(A= 0.0)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 301	B 25.00	FC= 245.0	PT 1.111	PW 0.610	QB 4.00
	H 25.00	FT= 22.3	SFY= 3694.	AW 0.560	QBS 6.80
	D 21.50	EC= 2.324	1-3-D16	SW 3.70	QS 11.30
	A 50.00	G 2.300		Wfy= 3543.	QMAX= 12.70
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 302	B 50.00	FC= 252.0	PT 0.400	PW 1.810	QB = 27.50
	H 50.00	FT= 18.3	SFY= 3607.	AW 5.670	QBS = 70.00
	D 43.00	EC= 2.357	1-3-D19	SW 6.25	QS 79.80
	A 50.00	G 2.300		Wfy= 2933.	QMAX= 83.00
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 303	B 50.00	FC= 252.0	PT = 0.400	PW 0.850	QB = 12.50
	H 50.00	FT= 18.3	SFY= 3607.	AW 5.670	QBS = 31.80
	D 43.00	EC= 2.357	1-3-D19	SW = 13.30	QS = 42.00
	A =100.00	G 2.300		Wfy= 2933.	QMAX= 43.20
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 304	B 50.00	FC= 252.0	PT = 0.400	PW 0.420	QB 11.30
	H 50.00	FT= 18.3	SFY= 3607.	AW 2.650	QBS 32.50
	D 43.00	EC= 2.357	1-3-D19	SW 12.50	QS - 0.0
	A =100.00	G 2.300		Wfy= 3052.	QMAX= 41.20
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 305	B 50.00	FC= 252.0	PT = 0.400	PW 1.020	QB 22.50
	H 50.00	FT= 18.3	SFY= 3607.	AW 5.670	QBS 40.00
	D 43.00	EC= 2.357	1-3-D19	SW 11.10	QS 52.60
	A 50.00	G 2.300		Wfy= 2933.	QMAX= 58.80
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 306	B 50.00	FC= 252.0	PT = 0.400	PW 0.480	QB 20.00
	H 50.00	FT= 18.3	SFY= 3607.	AW 2.650	QBS 50.00
	D 43.00	EC= 2.357	1-3-D19	SW - 11.10	QS = 53.60
	A = 50.00	G 2.300		Wfy= 3052.	QMAX= 61.40
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 307	B 50.00	FC= 252.0	PT - 0.400	PW - 0.190	QB = 10.00
	H - 50.00	FT= 18.3	SFY= 3607.	AW 1.270	QBS = 16.80
	D 43.00	EC= 2.357	1-3-D19	SW - 13.30	QS = 23.20
	A =100.00	G 2.300		Wfy= 3473.	QMAX= 27.50
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 308	B 50.00	FC= 252.0	PT 0.400	PW 0.100	QB 7.50
	H 50.00	FT= 18.3	SFY= 3607.	AW 1.270	QBS - 18.40
	D 43.00	EC= 2.357	1-3-D19	SW 25.00	QS - 25.20
	A =100.00	G 2.300		Wfy= 3473.	QMAX= 27.10
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 309	B 50.00	FC= 252.0	PT 0.707	PW 1.360	QB 17.50
	H 50.00	FT= 18.3	SFY= 3632.	AW 5.670	QBS - 40.00
	D 43.00	EC= 2.357	1-3-D25	SW 8.30	QS - 0.0
	A 50.00	G 2.300		Wfy= 2933.	QMAX= 69.60
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 310	B 50.00	FC= 252.0	PT 0.707	PW 0.610	QB 10.00
	H 50.00	FT= 18.3	SFY= 3632.	AW 2.650	QBS 23.80
	D 43.00	EC= 2.357	1-3-D25	SW 8.70	QS 27.50
	A =100.00	G 2.300		Wfy= 3052.	QMAX= 35.60
KENKEN	(A= 0.0)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 311	B 50.00	FC= 252.0	PT 0.707	PW 0.510	QB 10.00
	H 50.00	FT= 18.3	SFY= 3632.	AW 2.650	QBS 22.60
	D = 43.00	EC= 2.357	1-3-D 25	SW 10.50	QS 26.30
	A =100.00	G 2.300		WFY= 3052.	QMAX= 38.60
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 312	B 50.00	FC= 252.0	PT 0.707	PW 0.440	QB 10.00
	H 50.00	FT= 18.3	SFY= 3632.	AW = 2.650	QBS 20.40
	D 43.00	EC= 2.357	1-3-D 25	SW = 12.50	QS 25.00
	A =100.00	G 2.300		WFY= 3052.	QMAX= 36.60
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 313	B 50.00	FC= 252.0	PT 0.707	PW = 0.270	QB 10.00
	H 50.00	FT= 18.3	SFY= 3632.	AW = 1.270	QBS 20.00
	D 43.00	EC= 2.357	1-3-D 25	SW = 9.50	QS 27.50
	A =100.00	G 2.300		WFY= 3473.	QMAX= 36.70
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 314	B = 50.00	FC= 252.0	PT 1.110	PW 1.420	QB 12.50
	H = 50.00	FT= 18.3	SFY= 3585.	AW 5.670	QBS 30.00
	D = 43.00	EC= 2.357	1-3-D 32	SW 8.00	QS = 37.50
	A =100.00	G 2.300		WFY= 2933.	QMAX= 59.60
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 315	B 50.00	FC= 252.0	PT = 1.110	PW 1.480	QB 7.50
	H 50.00	FT= 18.3	SFY= 3585.	AW 5.670	QBS 30.00
	D 43.00	EC= 2.357	1-3-D 32	SW 7.70	QS 44.50
	A =100.00	G = 2.300		WFY= 2933.	QMAX= 53.20
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 316	B 50.00	FC= 252.0	PT 1.110	PW 0.740	QB 17.50
	H 50.00	FT= 18.3	SFY= 3585.	AW 2.650	QBS 25.00
	D 43.00	EC= 2.357	1-3-D 32	SW 7.10	QS 38.20
	A =100.00	G 2.300		WFY= 3052.	QMAX= 54.70
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 317	B 25.00	FC= 165.0	PT 0.398	PW 1.530	QB 8.50
	H 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW 1.270	QBS 16.00
	D 21.50	EC= 1.907	1-3-D10	SW = 3.33	QS 13.00
	A 25.00	G = 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 17.50
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 318	B 25.00	FC= 165.0	PT 0.398	PW = 0.710	QB 4.00
	H 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW = 1.270	QBS 5.25
	D 21.50	EC= 1.907	1-3-D10	SW = 7.15	QS 5.00
	A 50.00	G 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 8.90
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 319	B = 25.00	FC= 165.0	PT 0.398	PW 0.360	QB = 4.50
	H = 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW 0.560	QBS = 7.00
	D = 21.50	EC= 1.907	1-3-D10	SW 6.25	QS = 9.00
	A 50.00	G 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 9.40
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 320	B 25.00	FC= 165.0	PT 0.398	PW 0.920	QB = 6.00
	H 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW 1.270	QBS = 9.50
	D 21.50	EC= 1.907	1-3-D10	SW 5.55	QS 10.50
	A 25.00	G 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 14.40
KENKEN	(A= 0.0)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 321	B 25.00	FC= 165.0	PT 0.398	PW = 0.450	QB 5.50 QCAL= 12.41
	H 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW 0.560	QBS 0.0 N = 16.40
	D 21.50	EC= 1.907	1-3-D10	SW 5.00	QS = 10.75
	A 25.00	G 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 14.30
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 322	B 25.00	FC= 165.0	PT = 0.398	PW 0.180	QB 3.25 QCAL= 6.21
	H 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW 0.250	QBS 4.25 N = 16.40
	D = 21.50	EC= 1.907	1-3-D10	SW 5.55	QS 6.10
	A = 50.00	G 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 7.20
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 323	B 25.00	FC= 165.0	PT 0.398	PW 0.090	QB - 3.25 QCAL= 6.21
	H 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW 0.250	QBS 5.25 N - 16.40
	D 21.50	EC= 1.907	1-3-D10	SW 11.11	QS = 5.75
	A - 50.00	G = 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 7.40
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 324	B 25.00	FC= 165.0	PT 0.709	PW 2.330	QB = 4.50 QCAL= 16.86
	H 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW - 2.650	QBS = 12.00 N = 16.40
	D 21.50	EC= 1.907	1-3-D13	SW 4.55	QS = 12.00
	A 25.00	G 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 17.90
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 325	B 25.00	FC= 165.0	PT = 0.709	PW 1.120	QB 5.00 QCAL= 16.86
	H = 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW 1.270	QBS 10.00 N - 16.40
	D 21.50	EC= 1.907	1-3-D13	SW 4.55	QS 12.00
	A = 25.00	G 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 16.70
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 326	B = 25.00	FC= 165.0	PT 0.709	PW 0.510	QB 3.75 QCAL= 8.43
	H = 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW 0.560	QBS 6.00 N 16.40
	D - 21.50	EC= 1.907	1-3-D13	SW 4.35	QS 7.50
	A = 50.00	G 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 9.80
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 327	B = 25.00	FC= 165.0	PT 0.709	PW 0.270	QB 3.75 QCAL= 8.43
	H = 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW 0.250	QBS = 5.75 N = 16.40
	D = 21.50	EC= 1.907	1-3-D13	SW 3.70	QS = 8.00
	A = 50.00	G 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 10.10
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 328	B 25.00	FC= 165.0	PT 1.110	PW - 2.440	QB - 3.75 QCAL= 13.43
	H 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW = 2.650	QBS 6.40 N 32.80
	D = 21.50	EC= 1.907	1-3-D16	SW = 4.35	QS 9.25
	A 50.00	G - 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 14.00
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 329	B 25.00	FC= 165.0	PT = 1.110	PW 1.220	QB 4.00 QCAL= 13.43
	H - 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW 1.270	QBS 8.00 N 32.80
	D 21.50	EC= 1.907	1-3-D16	SW 4.17	QS 9.25
	A - 50.00	G 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 14.00
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 330	B 25.00	FC= 165.0	PT 1.110	PW 1.270	QB 3.00 QCAL= 11.30
	H 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW 1.270	QBS = 5.00 N = 16.40
	D = 21.50	EC= 1.907	1-3-D16	SW 4.00	QS = 7.75
	A 50.00	G = 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 12.50
KENKEN	(A= 0.0)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT	
NO. 331	B - 25.00	FC= 165.0	PT 1.110	PW 0.610	QB - 3.00	QCAL= 11.30
	H 25.00	FT= 15.1	SFY= 3780.	AW 0.560	QBS 5.00	N 16.40
	D 21.50	EC= 1.907	1-3-D15	SW 3.70	QS 6.50	
	A 50.00	G = 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 12.80	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 332	B 25.00	FC= 443.0	PT = 0.398	PW 0.400	QB 5.00	QCAL= 19.79
	H 25.00	FT= 32.1	SFY= 3760.	AW 0.560	QBS 16.50	N = 32.80
	D 21.50	EC= 3.125	1-3-D10	SW 5.60	QS 19.30	
	A 25.00	G 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 24.00	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 333	B 25.00	FC= 443.0	PT 0.398	PW 0.400	QB 4.50	QCAL= 9.89
	H - 25.00	FT= 32.1	SFY= 3760.	AW 0.560	QBS 9.50	N 32.80
	D 21.50	EC= 3.125	1-3-D10	SW 5.60	QS 0.0	
	A 50.00	G = 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 11.80	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 334	B 25.00	FC= 443.0	PT 0.398	PW - 0.210	QB 3.50	QCAL= 9.89
	H 25.00	FT= 32.1	SFY= 3760.	AW = 0.250	QBS 10.50	N 32.80
	D 21.50	EC= 3.125	1-3-D10	SW = 4.80	QS 10.50	
	A 50.00	G 2.300		WFY= 3500.	QMAX= 12.50	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 335	B 25.00	FC= 443.0	PT 0.398	PW 0.240	QB 6.00	QCAL= 13.84
	H = 25.00	FT= 32.1	SFY= 3760.	AW 0.250	QBS 12.00	N 16.40
	D 21.50	EC= 3.125	1-3-D10	SW 4.20	QS 13.20	
	A 25.00	G = 2.300		WFY= 3500.	QMAX= 16.80	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 336	B 25.00	FC= 443.0	PT = 0.398	PW 0.120	QB = 5.00	QCAL= 13.84
	H 25.00	FT= 32.1	SFY= 3760.	AW 0.250	QBS = 12.50	N 16.40
	D 21.50	EC= 3.125	1-3-D10	SW = 8.30	QS 16.40	
	A 25.00	G 2.300		WFY= 3500.	QMAX= 16.40	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 337	B = 25.00	FC= 443.0	PT 0.398	PW 0.050	QB 3.30	QCAL= 6.92
	H 25.00	FT= 32.1	SFY= 3760.	AW 0.250	QBS 7.00	N 16.40
	D 21.50	EC= 3.125	1-3-D10	SW = 20.00	QS 8.20	
	A 50.00	G = 2.300		WFY= 3500.	QMAX= 9.20	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 338	B 25.00	FC= 443.0	PT 0.709	PW 1.100	QB 4.50	QCAL= 19.47
	H 25.00	FT= 32.1	SFY= 4130.	AW 1.270	QBS 13.80	N 16.40
	D 21.50	EC= 3.125	1-3-D12	SW 4.60	QS 16.10	
	A = 25.00	G 2.300		WFY= 3500.	QMAX= 21.40	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 339	B - 25.00	FC= 443.0	PT 0.709	PW 0.570	QB 3.00	QCAL= 19.47
	H 25.00	FT= 32.1	SFY= 4130.	AW 0.560	QBS 12.00	N = 16.40
	D 21.50	EC= 3.125	1-3-D13	SW 3.90	QS 17.00	
	A 25.00	G 2.300		WFY= 3510.	QMAX= 21.60	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 340	B 25.00	FC= 443.0	PT 0.709	PW = 0.220	QB 25.00	QCAL= 9.73
	H 25.00	FT= 32.1	SFY= 4130.	AW 0.250	QBS = 8.00	N 16.40
	D - 21.50	EC= 3.125	1-3-D13	SW 4.60	QS = 10.50	
	A 50.00	G 2.300		WFY= 3500.	QMAX= 11.10	
KENKEN	(A= 0.0)					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 341	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 50.00	FC= 443.0 FT= 32.1 EC= 3.125 G 2.300	PT 0.709 SFY= 4130. 1-3-D13	PW 0.110 AW 0.250 SW 9.10 WFY= 3500.	QB 4.00 QBS - 6.80 QS 9.70 QMAX= 11.40 QCAL= 9.73 N 16.40
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 342	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 50.00	FC= 443.0 FT= 32.1 EC= 3.125 G 2.300	PT = 1.110 SFY= 3710. 1-3-D16	PW 1.540 AW 1.270 SW 3.30 WFY= 3500.	QB 5.50 QBS 10.50 QS 13.00 QMAX= 16.80 QCAL= 14.89 N = 32.80
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 343	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 50.00	FC= 443.0 FT= 32.1 EC= 3.125 G 2.300	PT = 1.110 SFY= 3710. 1-3-D16	PW 0.760 AW 1.270 SW 6.70 WFY= 3500.	QB 6.00 QBS 10.00 QS 12.50 QMAX= 16.90 QCAL= 14.89 N = 32.80
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 344	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 50.00	FC= 443.0 FT= 32.1 EC= 3.125 G 2.300	PT 1.110 SFY= 3710. 1-3-D16	PW = 0.570 AW = 0.560 SW = 3.90 WFY= 3510.	QB = 3.00 QBS 8.50 QS 0.0 QMAX= 13.60 QCAL= 12.04 N = 16.40
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 345	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 50.00	FC= 443.0 FT= 32.1 EC= 3.125 G 2.300	PT 1.110 SFY= 3710. 1-3-D16	PW 0.290 AW 0.250 SW 3.50 WFY= 3500.	QB 2.00 QBS 7.50 QS 10.30 QMAX= 13.30 QCAL= 12.04 N = 16.40
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 346	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 25.00	FC= 190.0 FT= 12.4 EC= 2.047 G 2.300	PT 0.709 SFY= 3780. 1-3-D13	PW 0.210 AW 0.250 SW 4.77 WFY= 4000.	QB 3.50 QBS 7.20 QS 6.60 QMAX= 12.10 QCAL= 11.41 N = 0.0
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 347	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 50.00	FC= 190.0 FT= 12.4 EC= 2.047 G 2.300	PT 0.709 SFY= 3780. 1-3-D13	PW 0.620 AW 0.560 SW 3.61 WFY= 3676.	QB 5.00 QBS 8.20 QS - 8.20 QMAX= 11.20 QCAL= 11.63 N 43.80
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 348	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 25.00	FC= 190.0 FT= 12.4 EC= 2.047 G 2.300	PT 1.110 SFY= 3600. 1-3-D16	PW 0.200 AW 0.250 SW 5.00 WFY= 4000.	QB 3.50 QBS 7.70 QS - 6.70 QMAX= 12.80 QCAL= 11.76 N = -13.10
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 349	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 25.00	FC= 190.0 FT= 12.4 EC= 2.047 G 2.300	PT = 1.110 SFY= 3600. 1-3-D16	PW 1.020 AW 1.270 SW 4.98 WFY= 3348.	QB 4.10 QBS 8.00 QS 8.00 QMAX= 17.60 QCAL= 16.50 N = 0.0
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 350	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 25.00	FC= 190.0 FT= 12.4 EC= 2.047 G 2.300	PT 1.110 SFY= 3600. 1-3-D16	PW 0.510 AW 0.560 SW 4.39 WFY= 3676.	QB 3.00 QBS 9.30 QS 6.00 QMAX= 16.70 QCAL= 16.50 N = 0.0
KENKEN	(A= 0.0)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT	
NO. 351	B = 25.00	FC= 190.0	PT 1.110	PW 0.460	QB 1.00	QCAL= 8.25
	H = 25.00	FT= 12.4	SFY= 3600.	AW 0.560	QBS 5.30	N = 0.0
	D = 21.50	EC= 2.047	1-3-D16	SW 4.87	QS 6.50	
	A = 50.00	G 2.300		WFY= 3676.	QMAX= 9.00	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 352	B = 25.00	FC= 190.0	PT 1.110	PW 1.640	QB 3.50	QCAL= 14.18
	H = 25.00	FT= 12.4	SFY= 3600.	AW 1.270	QBS 7.50	N = 43.80
	D = 21.50	EC= 2.047	1-3-D16	SW 3.10	QS 8.50	
	A = 50.00	G 2.300		WFY= 3348.	QMAX= 13.00	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 353	B = 25.00	FC= 190.0	PT 1.110	PW 0.820	QB 5.00	QCAL= 14.18
	H = 25.00	FT= 12.4	SFY= 3600.	AW 1.270	QBS 9.10	N = 43.80
	D = 21.50	EC= 2.047	1-3-D16	SW 6.20	QS 8.50	
	A = 50.00	G 2.300		WFY= 3348.	QMAX= 12.40	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 354	B = 25.00	FC= 190.0	PT 1.600	PW 0.800	QB 2.50	QCAL= 18.26
	H = 25.00	FT= 12.4	SFY= 3543.	AW 1.270	QBS 7.50	N = -13.10
	D = 21.50	EC= 2.047	1-3-D19	SW 6.35	QS 6.50	
	A = 25.00	G 2.300		WFY= 3348.	QMAX= 17.70	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 355	B = 25.00	FC= 190.0	PT 1.600	PW 0.400	QB 2.00	QCAL= 18.26
	H = 25.00	FT= 12.4	SFY= 3543.	AW = 0.560	QBS 8.00	N = -13.10
	D = 21.50	EC= 2.047	1-3-D19	SW 5.60	QS 8.80	
	A = 25.00	G 2.300		WFY= 3676.	QMAX= 14.80	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 356	B = 25.00	FC= 190.0	PT 1.600	PW 0.160	QB 1.50	QCAL= 9.13
	H = 25.00	FT= 12.4	SFY= 3543.	AW = 0.250	QBS 5.30	N = -13.10
	D = 21.50	EC= 2.047	1-3-D19	SW 6.25	QS 6.00	
	A = 50.00	G = 2.300		WFY= 4000.	QMAX= 8.10	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 357	B = 25.00	FC= 190.0	PT 1.600	PW = 2.100	QB 3.00	QCAL= 22.94
	H = 25.00	FT= 12.4	SFY= 3543.	AW 2.650	QBS 8.80	N = 0.0
	D = 21.50	EC= 2.047	1-3-D19	SW 5.05	QS = 6.10	
	A = 25.00	G 2.300		WFY= 3153.	QMAX= 22.20	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 358	B = 25.00	FC= 190.0	PT = 1.600	PW 0.960	QB 2.00	QCAL= 11.47
	H = 25.00	FT= 12.4	SFY= 3543.	AW 1.270	QBS 5.50	N 0.0
	D = 21.50	EC= 2.047	1-3-D19	SW 5.29	QS = 5.50	
	A = 50.00	G 2.300		WFY= 3348.	QMAX= 12.10	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 359	B = 25.00	FC= 190.0	PT 1.600	PW 0.480	QB 1.60	QCAL= 11.47
	H = 25.00	FT= 12.4	SFY= 3543.	AW 0.560	QBS 5.50	N = 0.0
	D = 21.50	EC= 2.047	1-3-D19	SW 4.67	QS 5.10	
	A = 50.00	G 2.300		WFY= 3676.	QMAX= 11.30	
KENKEN	(A= 0.0)					
NO. 360	B = 25.00	FC= 190.0	PT 1.600	PW = 2.300	QB 4.00	QCAL= 17.41
	H = 25.00	FT= 12.4	SFY= 3543.	AW 2.650	QBS = 12.40	N = 43.80
	D = 21.50	EC= 2.047	1-3-D19	SW 4.61	QS 8.70	
	A = 50.00	G 2.300		WFY= 3153.	QMAX= 16.10	
KENKEN	(A= 0.0)					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 361	B 25.00 H = 25.00 D 21.50 A = 37.50	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G = 2.300	PT 0.709 SFY= 3635. 1-3-D13	PW 2.260 AW 2.650 SW 4.69 WFY= 3183.	QB = 4.25 QBS = 7.88 QS = 8.43 QMAX= 13.60 QCAL= 14.25 N = 32.80
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 362	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A = 37.50	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G = 2.300	PT = 0.709 SFY= 3635. 1-3-D13	PW 1.080 AW 1.270 SW 4.69 WFY= 3589.	QB 4.10 QBS 7.55 QS 8.10 QMAX= 13.30 QCAL= 14.25 N = 32.80
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 363	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 37.50	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G = 2.300	PT 0.709 SFY= 3635. 1-3-D13	PW 0.880 AW 1.270 SW 5.77 WFY= 3589.	QB 2.47 QBS = 6.21 QS = 6.23 QMAX= 11.50 QCAL= 11.15 N = 16.40
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 364	B = 25.00 H 25.00 D 21.50 A 37.50	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G = 2.300	PT = 0.709 SFY= 3635. 1-3-D13	PW 0.450 AW 0.560 SW 5.00 WFY= 3847.	QB 3.04 QBS 6.31 QS = 7.78 QMAX= 11.40 QCAL= 11.15 N = 16.40
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 365	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 37.50	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G = 2.300	PT = 0.398 SFY= 3817. 1-3-D10	PW = 1.220 AW 1.270 SW = 4.17 WFY= 3589.	QB = 4.75 QBS 7.75 QS = 8.45 QMAX= 11.00 QCAL= 11.49 N = 32.80
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 366	B = 25.00 H 25.00 D 21.50 A 37.50	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G = 2.300	PT = 0.398 SFY= 3817. 1-3-D10	PW 0.600 AW 0.560 SW = 3.75 WFY= 3847.	QB 4.35 QBS = 8.40 QS = 9.00 QMAX= 11.30 QCAL= 11.49 N = 32.80
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 367	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 37.50	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G = 2.300	PT : 0.398 SFY= 3817. 1-3-D10	PW 0.290 AW 0.250 SW 3.41 WFY= 3887.	QB = 3.30 QBS 5.95 QS 6.81 QMAX= 8.60 QCAL= 8.48 N = 16.40
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 368	B 25.00 H 25.00 D = 21.50 A 37.50	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G = 2.300	PT = 0.398 SFY= 3817. 1-3-D10	PW 0.150 AW 0.250 SW 6.81 WFY= 3887.	QB 3.20 QBS = 6.55 QS = 6.30 QMAX= 8.40 QCAL= 8.48 N = 16.40
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 369	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 75.00	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G = 2.300	PT = 1.110 SFY= 3563. 1-3-D 16	PW 0.980 AW 1.270 SW 5.17 WFY= 3589.	QB = 2.50 QBS 5.73 QS 6.60 QMAX= 8.50 QCAL= 8.91 N = 32.80
KENKEN	(A= 0.0)				
NO. 370	B 25.00 H = 25.00 D 21.50 A 75.00	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G = 2.300	PT 1.110 SFY= 3563. 1-3-D 16	PW 0.490 AW 0.560 SW 4.55 WFY= 3847.	QB = 3.58 QBS = 5.35 QS = 6.45 QMAX= 8.70 QCAL= 8.91 N = 32.80
KENKEN	(A= 0.0)				

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 371	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 75.00 (A= 0.0)	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G 2.300	PT 1.110 SFY= 3563. 1-3-D 16	PW 0.510 AW 0.560 SW 4.41 WFY= 3847.	QB 2.09 QBS 5.05 QS 4.95 QMAX= 7.60 QCAL= 7.33 N = 16.40
KENKEN					
NO. 372	B 25.00 H 25.00 D = 21.50 A = 75.00 (A= 0.0)	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G 2.300	PT = 1.110 SFY= 3563. 1-3-D 16	PW 0.250 AW 0.250 SW 3.95 WFY= 3887.	QB 2.00 QBS 3.83 QS = 4.50 QMAX= 7.60 QCAL= 7.33 N = 16.40
KENKEN					
NO. 373	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 75.00 (A= 0.0)	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G = 2.300	PT 0.709 SFY= 3635. 1-3-D 13	PW 0.520 AW 0.560 SW = 4.29 WFY= 3847.	QB = 2.65 QBS = 4.53 QS = 5.45 QMAX= 6.80 QCAL= 7.13 N 32.80
KENKEN					
NO. 374	B 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A 75.00 (A= 0.0)	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G 2.300	PT 0.709 SFY= 3635. 1-3-D 13	PW 0.260 AW 0.250 SW = 3.85 WFY= 3887.	QB 2.25 QBS 5.00 QS 5.40 QMAX= 6.90 QCAL= 7.13 N 32.80
KENKEN					
NO. 375	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 75.00 (A= 0.0)	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G 2.300	PT 0.709 SFY= 3635. 1-3-D 13	PW 0.200 AW 0.250 SW 5.10 WFY= 3887.	QB 1.68 QBS 3.80 QS 4.82 QMAX= 5.50 QCAL= 5.58 N = 16.40
KENKEN					
NO. 376	B 25.00 H 25.00 D = 21.50 A = 75.00 (A= 0.0)	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G = 2.300	PT = 0.398 SFY= 3817. 1-3-D 10	PW 0.280 AW 0.250 SW = 3.57 WFY= 3887.	QB 2.40 QBS 4.90 QS 4.43 QMAX= 5.50 QCAL= 5.74 N = 32.80
KENKEN					
NO. 377	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 37.50 (A= 0.0)	FC= 193.0 FT= 19.3 EC= 2.063 G 2.300	PT 1.110 SFY= 3563. 1-3-D 16	PW = 1.080 AW = 1.270 SW = 4.69 WFY= 3589.	QB = 2.75 QBS = 7.60 QS = 7.90 QMAX= 14.90 QCAL= 14.65 N 16.40
KENKEN					
NO. 378	B 25.00 H 25.00 D 21.50 A 50.00 (A 0.0)	FC= 265.3 FT= 25.6 EC= 2.713 G 2.300	PT = 1.481 SFY= 4634. 1-4-D 16	PW = 0.0 AW 0.0 SW = 0.0 WFY= 2991.	QB 2.00 QBS = 5.00 QS 8.00 QMAX= 15.30 QCAL= 0.0 N = 0.0
KATAMOCH					
NO. 379	B = 25.00 H 25.00 D 21.50 A = 50.00 (A 0.0)	FC= 265.3 FT= 25.6 EC= 2.713 G 2.300	PT 1.481 SFY= 4634. 1-4-D 16	PW 0.0 AW 0.0 SW 0.0 WFY= 2991.	QB 9.00 QBS 16.00 QS 17.00 QMAX= 20.40 QCAL= 0.0 N 54.00
KATAMOCH					
NO. 380	B = 25.00 H = 25.00 D = 21.50 A = 50.00 (A 0.0)	FC= 265.3 FT= 25.6 EC= 2.713 G = 2.300	PT 1.481 SFY= 4634. 1-4-D 16	PW 0.0 AW = 0.0 SW = 0.0 WFY= 2991.	QB = 10.00 QBS 15.00 QS 17.00 QMAX= 22.70 QCAL= 0.0 N = 54.00
KATAMOCH					

SPECIMEN	SCALE	CONCRETE	LONG.BAR	WEB-REINF.	TEST-RESULT
NO. 381	B	25.00 FC= 265.3	PT 1.481	PW 0.0	QB = 8.00 QCAL= 0.0
	H	25.00 FT= 25.6	SFY= 4634.	AW = 0.0	QBS = 15.00 N 54.00
	D	21.50 EC= 2.713	1-4-D 10	SW = 0.0	QS = 17.00
	A =	50.00 G 2.300		WFY= 2991.	QMAX= 22.40
KATAMUCH	(A	0.0)			

